

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

С. Н. Клепиков

РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ НА ДЕФОРМИРУЕМОМ ОСНОВАНИИ



С. Н. КЛЕПИКОВ

**РАСЧЕТ
СООРУЖЕНИЙ
НА ДЕФОРМИРУЕМОМ
ОСНОВАНИИ**

**НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
КИЕВ—1996**

УДК 624.131.54

Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. — К.: НИISK, 1996.

Описаны основные виды и особенности обычных и особых грунтовых условий оснований сооружений. Приведены допускаемые и предельные деформации сооружений и конструктивных элементов от воздействий неравномерных оседаний основания. Изложены методы расчета сооружений, учитывающие переменную жесткость основания, нелинейно-неупругую деформируемость грунта и конструкционных материалов, фактор времени и произвольные смещения земной поверхности. Даны сопоставления результатов натурных испытаний здания на ступенчато оседающем основании с расчетами в нелинейно-неупругой постановке.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских, проектных и изыскательских организаций.

Табл. 16, ил. 60, список лит.: 29 назв.

© С. Н. Клепиков, 1996

К 3304000000-206-96
047(01)-96

ISBN 5-87534-161-0



A stylized handwritten signature in black ink, likely belonging to S. N. Klepikov.

Клепиков Сергей Николаевич (1927—1995 гг.) — доктор технических наук, профессор, действительный член Украинской академии архитектурных наук, Академии строительства Украины и Инженерной академии Украины.

Выпускник Львовского политехнического института 1950 года. Участвовал в строительстве промышленных объектов, работал в проектной организации, закончил аспирантуру. С 1957 года — сотрудник научно-исследовательского института строительных конструкций в г. Киеве, где последние 19 лет руководил отделом.

Один из ведущих ученых в области теории расчета, проектирования и строительства зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. В этой области им создана научная школа, представленная в научных трудах, учениках и последователях.

Автор 220 научных трудов, в том числе книг: “Расчет бескаркасных крупнопанельных зданий на неравномерные осадки оснований” (1966 г.), “Расчет конструкций на упругом основании” (1967 г.), “Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах” (1987 г.). Под его руководством и при его участии разработаны 13 нормативных документов по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.

Расчет и проектирование надежных и экономичных конструкций зданий и сооружений различного назначения с учетом их взаимодействия с грунтовым основанием является важной проблемой современного строительства.

Значительный вклад в решение этой проблемы внес Сергей Николаевич Клепиков, ученый-исследователь и организатор работ в одном из таких направлений строительной науки, как строительство в сложных инженерно-геологических условиях. Область научных исследований Сергея Николаевича была связана со строительной механикой, механикой грунтов, строительными конструкциями, где он получил ряд научных и практических результатов фундаментального значения. Разработанные С. Н. Клепиковым новые общие методы статического расчета стержневых, пластинчатых и пластинчато-стержневых систем на деформируемом основании открыли возможность углубленного анализа совместной работы сооружений и оснований. Им разработаны методы решения физически и конструктивно нелинейных контактных задач, рассмотрены задачи расчета конструкций с учетом ползучести материала и деформаций консолидации грунтового основания, а также совместной работы системы “основание — фундамент — верхнее строение”. Много внимания в решаемых задачах уделено С. Н. Клепиковым созданию расчетных моделей сложных пространственных систем зданий и сооружений.

В своей научной деятельности Сергей Николаевич опирался на современные достижения механики грунтов, теории расчета конструкций и экспериментальные данные о взаимодействии конструкций с основанием, полученные при его непосредственном участии или другими исследователями.

С. Н. Клепиков как ученый с мировым именем возглавлял Международный технический комитет общества по механике грунтов и фундаментостроению, участвовал в работе нескольких международных конференций и симпозиумов.

В предлагаемой читателям книге изложены результаты многолетних исследований профессора Клепикова. В ней приведены методы расчета сооружений на воздействия неравномерных деформаций основания. Развита в научных трудах С. Н. Клепикова, в том числе в настоящей книге, теория переменного коэффициента жесткости основания отражает главное, с точки зрения влияния на результаты решений контактных задач, — деформационные свойства грунтовых оснований. При этом в качестве параметра, характеризующего

эти свойства, введено понятие о коэффициенте жесткости основания, по своему физическому смыслу представляющему собой усилие, необходимое для единичного перемещения единицы поверхности. В общем случае коэффициент жесткости зависит от физических свойств грунта, его распределительных свойств, размеров и формы подошвы фундамента и характера нагружения (простое или сложное).

В книге обобщены данные многочисленных исследований и наблюдений за поведением эксплуатируемых зданий и сооружений, рассмотрен такой важный для инженерной практики вопрос, как допускаемые и предельные деформации объектов различного назначения при воздействии на них неравномерных осадок оснований. Обстоятельно изложены теоретические основы предложенных автором методов расчета конструкций на нелинейно-деформируемом основании. Даны рекомендации по определению линейных, нелинейных и длительных коэффициентов жесткости основания. Разработаны практические предложения по расчету сооружений с учетом ползучести материала конструкций и грунта. Рассмотрены основные свойства неоднородных и структурно неустойчивых грунтов подрабатываемых и закарстованных территорий. И в заключительной главе книги даны решения, полученные на базе использования модели переменного коэффициента жесткости и иллюстрирующие результаты учета взаимодействия конструкций с деформируемым основанием.

К редким достоинствам книги следует отнести то, что самые сложные и трудновоспринимаемые новые теоретические идеи изложены простым, ясным языком и доведены автором до решений, легко поддающихся алгоритмизации, для последующего программирования на ПЭВМ. В отличие от многих современных авторов С. Н. Клепикову всегда было свойственно стремление представлять результаты своих исследований в доступной для понимания и удобной для широкого применения форме.

Природа щедро одарила его талантом, трудолюбием, увлеченностью своим делом, легким характером, прекрасной внешностью, физической силой, обаянием и высокой порядочностью. Он обладал умением создавать творческую и доброжелательную научную атмосферу в руководимом им коллективе единомышленников-исследователей, что способствовало высокой научной значимости получаемых результатов.

Множество новых идей, которые у него рождались с удивительной легкостью, находили свое воплощение в десятках выполненных и успешно защищенных под его руководством диссертаций. И не меньшее количество идей еще ждали своей реализации.

Публикуя эту книгу, мы не только обогащаем строительную науку и практику, но и выполняем свой долг перед памятью Сергея Николаевича Клепикова.

Друзья, коллеги

ВВЕДЕНИЕ

Строительство на деформируемом основании имеет очень широкое распространение. Это могут быть различные здания на балочных, рамных, плитных и свайных фундаментах, инженерные сооружения, резервуары, шлюзы, доки и плотины, покрытия автомобильных дорог и аэродромов и т. д. Эксплуатационная пригодность сооружений на таком основании в большой степени зависит от достоверности расчетов, выполняемых при проектировании, и учета реальных свойств грунтов и конструктивных материалов. Большое значение имеет точность расчетов и для выбора рационального типа оснований и фундаментов, а также конструктивных мероприятий, уменьшающих чувствительность сооружений к деформациям основания.

Расчеты сооружений с учетом деформируемости оснований выполняются обычно в линейной постановке. Однако сейчас линейная теория расчета начинает себя исчерпывать, и решать новые задачи, выдвигаемые практикой строительства, на основе ее положений становится все труднее или просто невозможно. Особенно это относится к расчетам сооружений, проектируемых для строительства в сложных инженерно-геологических условиях (структурно-неустойчивые грунты, подрабатываемые, закарстованные и оползневые территории). В подобных условиях воздействия в виде смещений и изменения жесткости основания проявляются, как правило, в период эксплуатации сооружения, что приводит к перераспределению контактных напряжений вплоть до отрыва грунта от подошвы фундаментов и нарушения его прочности на отдельных участках. При этом внешняя нагрузка остается неизменной и общий объем эпюр контактных напряжений на любой стадии деформирования основания не меняется. Существенно также влияние длительных деформаций, возникающих при смещениях основания.

Такого рода задачи расчета сооружений на прочность и деформативность заставляют искать пути теоретического описания взаимодействия сооружений с основанием с целью определения напряженно-деформированного состояния системы "основание — фундамент — верхнее строение" во всем диапазоне нагрузок и воздействий, что дает возможность полнее использовать свойства грунтов и конструкций и достовернее выполнять инженерные расчеты. Теория ставит три основные задачи, от решений которых зависит степень достоверности получаемых результатов. Первая задача относится к

выбору расчетной модели основания; вторая сводится к тому, что можно назвать расчетной моделью сооружения, взаимодействующего с основанием; третья связана с методами решения контактных задач, в результате которого определяются усилия взаимодействия сооружения с деформируемым основанием.

Правильно рассчитать сооружение на воздействия неравномерных деформаций основания можно, лишь зная физические особенности деформирования различных грунтов и конструкций сооружений. Поэтому в настоящей книге даны необходимые сведения по этим вопросам. Изложено также современное состояние в области установления допустимых деформаций и повреждений сооружений, возникающих от воздействий неравномерных деформаций основания.

Центральное место в данной монографии занимают вопросы статического расчета сооружений на деформируемом основании в нелинейной постановке. Большое внимание уделено учету переменной жесткости основания и неравномерных вертикальных и горизонтальных перемещений основания, не связанных с влиянием сооружения; неупругой деформируемости грунтов; длительным деформациями оснований и элементов конструкций. При этом решения рассмотренных задач доведены до конкретной законченной формы, позволяющей разрабатывать соответствующие программы для ЭВМ и производить численные расчеты. При изложении особенностей нелинейного расчета конструкций предлагается новый подход, основанный на использовании единой по форме диаграммы нелинейно-неупругого деформирования для основания и для конструкций.

В пределах принятых допущений сделана попытка дать законченную теорию расчета сооружений на деформируемом основании в нелинейно-неупругой постановке, изложенную по возможности яснее и проще и прошедшую проверку в натурных условиях. Эта теория обеспечивает вполне достаточную точность решения задач взаимодействия сооружений с основанием. На ее основе можно получать численные решения различных задач, связанных с проектированием и эксплуатацией сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, обеспечивая надежность и экономичность возводимых объектов. Практическое применение предложенных методов расчета открывает также возможности углубленного анализа совместной работы сооружений и оснований.

1. Неоднородные грунты

Грунты весьма разнообразны по механическим свойствам, составу, состоянию, условиям залегания, мощности отдельных пластов и т. д. Они подразделяются на четыре большие группы: скальные, крупнообломочные, песчаные и глинистые. Внутри каждой группы имеются различные виды грунтов. Например, песчаные грунты в зависимости от зернового состава разделяются на гравелистые, крупные, средней крупности, мелкие и пылеватые; глинистые грунты в зависимости от диапазона влажности, в котором грунт будет пластичным, разделяются на супеси, суглинки и глины. Природным грунтам в условиях их естественного залегания почти всегда присуща значительная неоднородность по сложению и свойствам, обусловленная условиями геологического формирования грунтов и изменениями в период их существования.

Для оценки толщи грунтов как оснований сооружений производятся инженерно-геологические исследования района строительства. По результатам этих исследований составляются разрезы грунтовой толщи, иллюстрирующие геологическое строение и гидрогеологические условия, по линиям, пересекающим строительную площадку. Геологическое строение толщ грунтов бывает простым и сложным. Простое строение характеризуется наличием одного вида грунта на всю глубину, практически влияющую на осадку и устойчивость сооружения, или наличием нескольких слоев различных видов грунтов с горизонтальным или пологим залеганием (рис. 1.1, а, б). Сложное строение характеризуется неоднородным строением слоев грунта: выклиниванием отдельных слоев, линзообразным залеганием грунтов отдельных видов, неодинаковой толщиной слоев грунта, неравномерным распределением в грунте различных включений (рис. 1.1, в).

При однородных строго выдержанных по толщине и имеющих почти горизонтальные границы слоев грунтов жесткость основания в плоскости контакта с фундаментами сооружения может приниматься постоянной. В этом случае неравномерность осадок сооружения зависит лишь от различия нагрузок на отдельные фундаменты, размеров и формы подошвы фундаментов и жесткостных характеристик сооружения. Такие грунтовые условия строительства относятся к простым по взаимодействию сооружения с основанием.

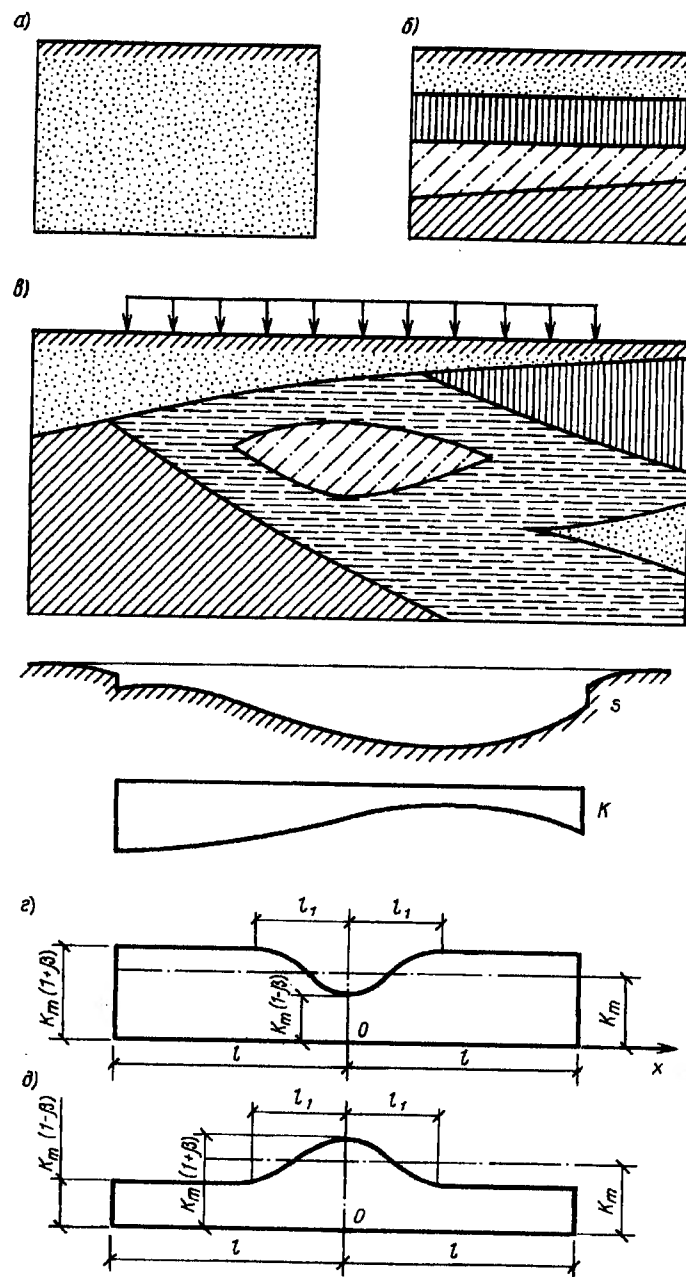


Рис. 1.1. Геологические строения грунтовых массивов (а, б, в) и расчетные схемы сжимаемости оснований (г, д)

В практике, однако, чаще встречаются нерегулярные строения грунтовой толщи, обладающие более или менее значительной неравномерностью по сжимаемости в плане сооружения. Такая неоднородность основания относится к сложным грунтовым условиям, поскольку оказывает существенное влияние на работу сооружения и вызывает обычно большие трудности при строительстве. В строительной практике имеется множество примеров повреждений и даже разрушений сооружений, возникших из-за неравномерных осадок неоднородных грунтовых толщ.

Следует заметить, что геологическое строение грунтов строительной площадки должно рассматриваться совместно с протекающими в данных природных условиях физико-геологическими процессами, которые могут оказать влияние на прочность и устойчивость возводимых сооружений. Например, основание может иметь простое строение, однако слагающие его грунты являются вечномёрзлыми, лесовыми просадочными, набухающе-усадочными или другими, которые при изменении своего физического состояния (повышение температуры, замачивание) дают дополнительные деформации, весьма опасные для прочности и устойчивости сооружений.

Рассмотрим общие особенности неоднородных по геологическому строению оснований, деформации которых связаны с уменьшением пористости грунтов под воздействием напряжений, превышающих природное давление и вызванных нагрузкой от сооружения. Такие грунтовые условия называют еще обычными.

Типичным примером неоднородных грунтов могут служить элювиальные грунты, образовавшиеся в результате выветривания скальных пород. Характерным свойством элювиальных грунтов является беспорядочное скопление в них различных по форме и размерам продуктов выветривания, отсутствие слоистости и различие свойств по вертикали и в плане. Такие грунты имеют широкое распространение, и, в частности, на Урале, где они подверглись наиболее обстоятельному изучению.

Во многих северных районах стран СНГ, особенно в странах Прибалтики и в Ленинградской области, встречаются ленточные глины, образовавшиеся в результате осаднения в приледниковых озерах частиц, выносимых ледниковыми водами. Для этих глин характерна слоистость, они недостаточно плотны и под нагрузкой могут давать большие и неравномерные осадки. Значительной и неравномерной сжимаемостью обладают также заторфованные грунты. На территориях населенных пунктов и в районах промышленных производств имеют распространение насыпные грунты, для которых характерно весьма большое разнообразие состава и степени уплотнения. Эти грунты также обладают большой и неравномерной сжимаемостью.

Для обеспечения надежности и экономичности строительства необходимо самое серьезное внимание уделять рассмотрению совме-

стной работы основания и сооружения. Как уже отмечалось, все грунтовые массивы неоднородны. Однако важен не сам факт неоднородности, а степень этой неоднородности. Если в основании залегают плотные грунты и абсолютные значения ожидаемых осадок невелики, будет мала и их неравномерность. При наличии же в основании сильно сжимаемых грунтов увеличивается и неравномерность осадок, приводящая к возникновению значительных дополнительных усилий в несущих конструкциях сооружения. Поэтому выбор тех или иных защитных мероприятий должен обязательно увязываться с изменчивостью сжимаемости основания в плане сооружения.

При индивидуальном проектировании и при привязке типовых проектов к конкретным грунтовым условиям схема изменчивости основания принимается по фактическим данным инженерно-геологических исследований площадки строительства. Проектировщик должен располагать данными о геологическом строении основания и о прочностных и деформационных характеристиках всех видов грунтов, слагающих основание будущего сооружения. Изменчивость сжимаемости основания в пределах плана сооружения может быть охарактеризована изменением значений осадок поверхности основания от равномерно распределенной нагрузки.

Для определения осадок могут быть применены различные методы, излагаемые в курсах механики грунтов и нормативных документах [18]. Например, для ленточного фундамента, разделив интенсивность нагрузки на ожидаемую осадку, можно получить эпюру коэффициентов жесткости, которая непосредственно используется для решения контактных задач. Для иллюстрации сказанного на рис. 1.1, в изображены эпюры осадок s и коэффициентов жесткости K неоднородного основания. Методика определения коэффициентов жесткости основания приведена в прил. 2 СНиП 2.01.09-91 [20].

При типовом проектировании используют условные расчетные схемы изменчивости основания. Например, при проектировании бескаркасных жилых зданий расчетную схему изменения коэффициента жесткости основания $K(x)$ по длине здания рекомендуется принимать в виде:

при $x \leq l_1$

$$K(x) = K_m (1 \pm \beta x / l_1); \quad (1.1)$$

при $x > l_1$

$$K(x) = K_m (1 \pm \beta), \quad (1.2)$$

где l_1 — полудлина участка местного уменьшения или увеличения жесткости основания; K_m — коэффициент средней жесткости основания; β — коэффициент, характеризующий степень изменчивости сжимаемости основания.

Расчет зданий производится для двух схем изменения сжимаемости основания, соответствующих прогибу и выгибу здания (рис. 1.1, з, д).

Необходимо отметить, что даже при наличии в основании сооружения только одного вида грунта его плотность и физико-механические свойства могут колебаться так, что образцы грунта, отобранные буквально в нескольких сантиметрах друг от друга, обладают неодинаковой сжимаемостью и прочностью. Однако будет излишней перестраховкой использование при расчете сооружений в таких грунтовых условиях степени изменчивости сжимаемости основания, определенной по соотношению наибольшего и наименьшего модулей деформации грунтов в пределах контура сооружения. Дело в том, что грунт в основании сооружения работает как массив и деформации основания представляют собой результат проявления осредненных свойств грунта в данном массиве. Поэтому случайные, иногда весьма значительные, отклонения свойств грунта в отдельных точках не определяют поведения массива в целом. В подобных случаях коэффициент жесткости целесообразно определять, исходя из среднего значения модуля деформации грунта основания, а его уменьшение по краям и в середине сооружения увязывать с возможным изменением свойств грунта при эксплуатации сооружения (например, случайным увлажнением грунта).

Практика показывает, что на любых неоднородных грунтах можно возводить сооружения, применяя те или иные строительные мероприятия (усиление отдельных элементов сооружения, устройство сплошных фундаментных плит, применение свай, песчаных подушек и т. п.), но выбор конкретного мероприятия должен быть экономически обоснован и увязан с фактическими грунтовыми условиями площадки строительства. В решении этой задачи первостепенную роль играет расчет, устанавливающий ожидаемую картину взаимодействия основания и сооружения.

2. Вечномерзлые грунты

Мерзлыми называются грунты, имеющие отрицательную или нулевую температуру и содержащие в своем составе лед. Грунты относятся к вечномерзлым, если находятся в мерзлом состоянии в течение многих лет. По степени сжимаемости под нагрузкой различают три вида вечномерзлых грунтов: твердомерзлые — прочно сцементированные льдом и практически несжимаемые под нагрузками от сооружения (модуль деформации $E > 100$ МПа); пластичномерзлые — сцементированные льдом, но обладающие вязкими свойствами (вследствие содержания в них значительного количества незамерзшей воды), характеризующиеся способностью сжиматься под нагрузками от сооружения ($E = 10 \div 100$ МПа); сыпучемерзлые — несцементированные льдом (вследствие малой влажности) песчаные

и крупнообломочные грунты, обладающие такими же свойствами сжимаемости, как и немерзлые грунты таких же составов, влажности и плотности.

Встречаются различные формы распространения и залегания вечномерзлых грунтов: сплошное, прерывистое или островное. По глубине вечномерзлые грунты могут залегать непрерывно или переслаиваться тальми, могут залегать близко от дневной поверхности непосредственно под слоем сезонного промерзания-оттаивания (так называемого деятельного слоя) или на различной глубине ниже этого слоя.

При проектировании сооружений, возводимых в районах распространения вечномерзлых грунтов, необходимо учитывать мерзлотные процессы, обусловленные промерзанием и оттаиванием влажных грунтов.

Замерзание влажных грунтов существенным образом сказывается на их свойствах и структуре. Вода, содержащаяся в порах грунта, при замерзании превращает грунт в твердую монолитную массу, где лед играет роль связующего материала. При этом происходит увеличение объема промерзшего грунта — так называемое морозное пучение, которое вызывает неравномерное поднятие дневной поверхности грунта, иногда на десятки сантиметров. На деформацию грунтов при промерзании существенное влияние оказывает влажность, плотность, структура и глубина промерзания грунта. Наиболее подвержены морозному пучению пылеватые водонасыщенные грунты.

Морозное пучение грунтов нередко приводит к серьезным повреждениям сооружений как при их строительстве, так и в период эксплуатации. Известны случаи, когда недостроенные здания или законченные неотопливаемые сооружения под воздействием деформаций морозного пучения грунтов приходили в аварийное состояние и подвергались затем полной разборке.

При пучении грунтов деятельного слоя фундамент подвергается действию касательных сил морозного пучения, возникающих на его боковой поверхности вследствие смерзания с нею грунта. Если грунт промерзает ниже подошвы фундамента, то дополнительно появляются нормальные силы морозного пучения, действующие по подошве фундамента снизу вверх и обусловленные увеличением объема лежащего ниже промерзающего грунта. Касательные силы пучения не превышают сцепления грунта с фундаментом. Нормальные силы пучения зависят от давления, передаваемого на грунт фундаментом, и сжимаемости слоя грунта, находящегося ниже глубины сезонного промерзания. Если силы морозного пучения не уравновешены нагрузкой от сооружения и реакциями грунта ниже слоя сезонного промерзания, то произойдет поднятие фундамента. В соответствии с главой СНиП 2.02.04-88 [21] при наличии деятельного слоя, сложенного пучинистыми грунтами, фундаменты рассчитываются на устойчивость против перемещения вверх силами выпучивания, а

также по прочности на разрыв. Задачей расчета фундамента на устойчивость является исключение указанных перемещений.

Между тем многие сооружения могут иметь эксплуатационную пригодность и в том случае, если они подвергаются некоторому неравномерному подъему. Для оценки напряженно-деформированного состояния сооружения могут быть использованы методы теории конструкций на деформируемом основании. Задачей расчета в этом случае является ограничение деформаций сооружения, происходящих в результате подъема основания, такими пределами, которые гарантируют от появления недопустимых для нормальной эксплуатации сооружений трещин и повреждений, а также изменений проектных уровней и положений.

При оттаивании мерзлых и вечномерзлых грунтов происходит резкое нарушение их структуры. Илистые и глинистые грунты могут превратиться в грязеподобную массу, характеризующуюся большим переувлажнением и малой несущей способностью. В толщах мерзлых грунтов нередко встречаются включения чистого льда в виде линз и прослоек. Таяние этого льда сопровождается опусканием земной поверхности, имеющим характер местных быстро протекающих просадок, что особенно опасно для сооружений.

Модуль деформации мерзлого грунта при переходе грунта в оттаявшее состояние изменяется в очень широких пределах в зависимости от наличия льда. Например, оттаивающие при давлении 0,1 МПа грунты имеют следующие значения модуля деформации E , МПа:

крупнообломочные	3—30
пески	2—20
супеси	1—10
суглинки	0,5 — 2,5
глины	0,4 — 1,5

При возведении сооружений на предварительно оттаянных мерзлых грунтах определение осадок оснований производится таким же образом, как для обычных немерзлых грунтов, но с учетом той сжимаемости оттаявшего грунта, которой он будет обладать в момент передачи на него нагрузки от сооружения. Если оттаивание мерзлых грунтов основания происходит в процессе эксплуатации или возведения сооружения, то в этом случае необходимо учитывать два вида деформаций основания — осадку оттаивания, не зависящую от давления, и осадку уплотнения, зависящую от давления, передаваемого как фундаментом, так и собственным весом оттаявшего грунта.

При оттаивании грунтов в процессе эксплуатации сооружений наблюдаются наибольшие по величине и неравномерности деформации оснований. Неравномерность деформаций основания обуславливается, как правило, неравномерностью оттаивания мерзлых грунтов под сооружением. Большее оттаивание происходит под средней частью сооружения, меньшее — у его краев. Положение границы

зоны оттаивания грунта в основании сооружения определяется тепло-техническим расчетом или по данным натурных наблюдений за аналогичными сооружениями. Глубина оттаивания определяется по нескольким вертикалям: под серединой сооружения H_c , под его краем H_k и на расстояниях 0,25 и 0,4 B от центра сооружения (рис. 1,2, а).

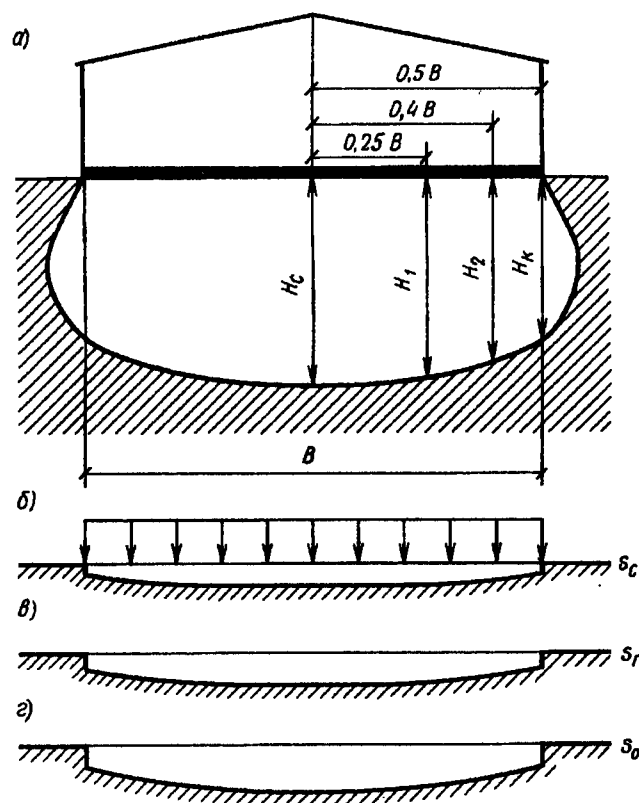


Рис. 1.2. Расчетная схема оттаивания грунта под сооружением (а) и эпюры осадок (б, в, г)

Для расчета сооружения на оттаивающих грунтах необходимо иметь данные по ожидаемым осадкам основания, вызываемым только нагрузкой от сооружения, и отдельно осадкам, не связанным с нагрузкой от сооружения. Первые осадки служат для установления жесткости основания, вторые являются фактором нагрузки на сооружение (деформационным воздействием). В общем случае полная осадка основания s складывается из осадки уплотнения s_c под действием нагрузок, передаваемых фундаментом сооружения, осадки

уплотнения s_r от собственного веса грунта и осадки оттаивания s_o (рис. 1.2, б—г):

$$s = s_c + s_r + s_o. \quad (1.3)$$

Если сооружение возводится на предварительно оттаянном грунте, уплотнение которого под действием собственного веса произошло не полностью, то общая осадка будет состоять только из двух частей:

$$s = s_c + s_r. \quad (1.4)$$

Физический смысл осадок уплотнения s_c и s_r очевиден. Особенностью оттаивающих мерзлых грунтов является наличие дополнительной осадки оттаивания s_o , не зависящей ни от внешней нагрузки, ни от собственного веса грунта. Эта осадка вызывается резким изменением пористости грунта при переходе температуры через 0°C и изменением объема льда при переходе его в воду. Обычно основную часть полной осадки составляют осадки s_r и s_o , доля осадки s_c сравнительно невелика.

Осадки мерзлых грунтов при оттаивании, как правило, протекают во времени. Характер изменения осадок во времени зависит от свойств оттаивающих грунтов, а также от скорости и режима оттаивания. Осадки пластичномерзлых грунтов при сохранении их отрицательной температуры и длительном действии нагрузки могут носить характер осадки затухающей или незатухающей ползучести. При возведении сооружений на основаниях, включающих массивы подземного льда, может оказаться необходимым учет ползучести льда.

Фактор времени при расчете сооружений на мерзлых грунтах очень значителен, так как он существенно влияет на напряженно-деформированное состояние системы «основание — сооружение». Без учета фактора времени можно иногда в результате расчета прийти к совершенно неправильным выводам о поведении сооружения и основания.

Следует отметить, что в соответствии со СНиП 2.02.04-88 в зависимости от природных условий и особенностей сооружений принимается один из двух принципов использования вечномерзлых грунтов в качестве основания сооружений: 1) грунты основания используются в мерзлом состоянии в течение всего периода эксплуатации сооружения; 2) грунты основания используются в оттаивающем и оттаявшем состоянии. Рациональное решение при выборе принципа использования грунтов может быть найдено только технико-экономическими сравнениями, которые должны базироваться на результатах расчетов сооружений на неравномерные деформации основания.

В настоящее время одним из наиболее разработанных и освоенных методов строительства на вечной мерзлоте является метод со-

хранения мерзлого состояния грунтов основания. Если сохранение вечномерзлого состояния технически или экономически нецелесообразно, применяется метод предварительного оттаивания вечномерзлых грунтов. Метод же оттаивания оснований в процессе эксплуатации сооружения применяется лишь при наличии малосжимаемых грунтов.

3. Просадочные лессовые грунты

Лессовые грунты — это мелкозернистые глинистые связные грунты с большим содержанием пылеватых частиц и с высокой пористостью, составляющей 40 — 50, а иногда даже 60 %. В естественных условиях при малой влажности эти грунты обладают значительной прочностью и являются надежным основанием сооружений. Но как только происходит увлажнение грунта до так называемой критической влажности, возникают просадки, что сопровождается дополнительными неравномерными осадками сооружений или опусканием дневной поверхности земли. Под просадкой понимается свойство грунта, находящегося в напряженном состоянии от собственного веса или от внешней нагрузки, проявлять дополнительные деформации при воздействии дополнительных факторов. В данном случае таким дополнительным фактором служит замачивание грунта, в результате чего происходит ослабление связей между частицами и снижение прочности, что под воздействием нагрузки приводит к деформациям грунта за счет значительного резерва объема пор.

Просадочные лессовые грунты широко распространены в Украине (более 70 % территории), в центральных и южных районах европейской части Российской Федерации, в Закавказье и на Северном Кавказе, на Западно-Сибирской низменности, в Средней Азии и др.

Просадочные грунты залегают, как правило, на поверхности земли, имея мощность от нескольких до десятков метров, а иногда и более 100 м. На долю районов с просадочными грунтами приходится значительная часть всего объема промышленного, гражданского и сельского строительства.

В практике строительства известны многочисленные случаи недопустимых деформаций и аварий сооружений, возведенных на просадочных грунтах. Причиной этих аварий служило в большинстве случаев избыточное увлажнение грунта. Повышение влажности просадочных грунтов в основании сооружений может происходить: вследствие утечек из закрытых водопроводящих подземных коммуникаций и из канализации; просачивания в грунт основания атмосферных вод; подъема уровня подземных вод в связи с подпором их заглубленными сооружениями и свайными фундаментами, а также после устройства водохранилищ; нарушения естественных условий испарения при застройке и асфальтировании территории и т. п.

Наибольшую опасность для сооружений представляет замачива-

ние сверху, так как оно носит случайный локальный характер, приводящий к резкой неравномерности осадок сооружения в короткий промежуток времени. При подъеме подземных вод, когда проседают нижние слои грунта, осадка происходит более равномерно и постепенно. Защиту грунтов от их увлажнения, безотказно действующую весь срок эксплуатации сооружения, практически осуществить чрезвычайно трудно. Поэтому при проектировании сооружений на просадочных грунтах применяются различные строительные мероприятия, направленные на создание надежного основания, исключающего появление недопустимых деформаций, или на создание сооружений, приспособленных к восприятию повышенных неравномерных деформаций основания. Часто применяется сочетание различных видов строительных мероприятий. Выбор этих мероприятий производится на основе технико-экономического анализа с учетом деформативных свойств грунтов и особенностей сооружения.

Строительными нормами и правилами различаются два типа грунтовых условий строительных площадок в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного веса при замачивании: I тип — просадка грунта от собственного веса отсутствует или ее значение не превышает 5 см; II тип — возможная просадка грунта от собственного веса превышает 5 см. Основными характеристиками просадочных грунтов, определяющими их деформативные свойства, являются относительная просадочность e_{sl} , начальное просадочное давление p_{sl} и начальная просадочная влажность w_{sl} .

Относительная просадочность используется для общей оценки просадочных свойств грунтов и для вычисления возможной просадки основания. Она представляет собой отношение изменения толщины слоя грунта после его замачивания под заданным давлением к его первоначальной толщине в природном залегании. Грунты считаются просадочными, если $e_{sl} \geq 0,01$. Возможная просадка основания сооружения определяется по формуле

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl, i} h_i k_i, \quad (1.5)$$

где n — число просадочных слоев; h_i — толщина рассматриваемого слоя; $k_{sl, i}$ — коэффициент условий работы основания.

Под начальным просадочным давлением p_{sl} понимается наименьшее вертикальное давление, при котором начинает проявляться при полном водонасыщении просадка грунта. За нормативное начальное давление рекомендуется принимать такое давление, при котором относительная просадочность $e_{sl} = 0,01$. Значение p_{sl} используется: для назначения такого давления на грунт, при котором просадка его от нагрузки сооружения будет отсутствовать; для определения глубины деформируемой зоны, в пределах которой происходит просад-

ка грунта от нагрузки сооружения; для определения глубины, с которой происходит просадка грунта от собственного веса на площадках с грунтовыми условиями II типа и во многих других случаях. Для большинства районов с просадочными грунтами начальное давление составляет 0,05 — 0,15 МПа.

Критическая влажность w_{sl} представляет собой влажность, при которой от заданного давления относительная просадочность $\varepsilon_{sl} = 0,01$. Параметр w_{sl} может применяться при оценке возможности проявления просадки грунтов от собственного веса при повышении их влажности не до полного водонасыщения и для решения других практических вопросов.

При замачивании просадочных грунтов характер развития их деформации зависит от типа грунтовых условий, вида и местоположения источника замачивания, нагрузки, водопроницаемости грунтовой толщи и других факторов. Для расчета сооружений на просадочных грунтах необходимо прежде всего знать особенности деформации основания от внешней нагрузки и от собственного веса грунта.

Выполненные в последние годы многочисленные экспериментальные исследования просадочных явлений в пределах деформируемой зоны основания, вызываемых воздействием внешней нагрузки, обнаружили большое сходство деформаций просадочных грунтов с деформациями обычных неоднородных грунтов. Местное замачивание просадочного грунта приводит к резкому снижению модуля деформации на замоченном участке и основание может рассматриваться, как неоднородное по сжимаемости. При этом необходимо учитывать возможные наиболее невыгодные (с точки зрения возникновения наибольших усилий в конструкциях сооружения) расположения источника замачивания по отношению к сооружению.

Для балочных сооружений при грунтовых условиях I типа применяются две расчетные схемы изменения эпюры коэффициента жесткости основания (рис. 1.3, а и б). При грунтовых условиях II типа при замачивании сверху возникают вертикальные и горизонтальные деформации, обусловленные влиянием собственного веса грунта. Вертикальные деформации происходят в нижней части просадочной толщи, начиная с глубины, на которой вертикальные напряжения от собственного веса равны просадочному давлению, и до нижней границы просадочной толщи. Горизонтальные деформации проявляются в пределах тех участков грунтового массива, где происходят неравномерные просадки грунта. Указанные деформации вызывают неравномерные вертикальные и горизонтальные перемещения дневной поверхности грунта (рис. 1.3, в и г). Кривая вертикальных перемещений (просадок) поверхности грунта при замачивании на площади большой ширины состоит из трех участков: горизонтального длиной B , в пределах которого вертикальные перемещения практически одинаковы, и двух криволинейных длиной A , на которых перемещения изменяются от нуля до s_A (сплош-

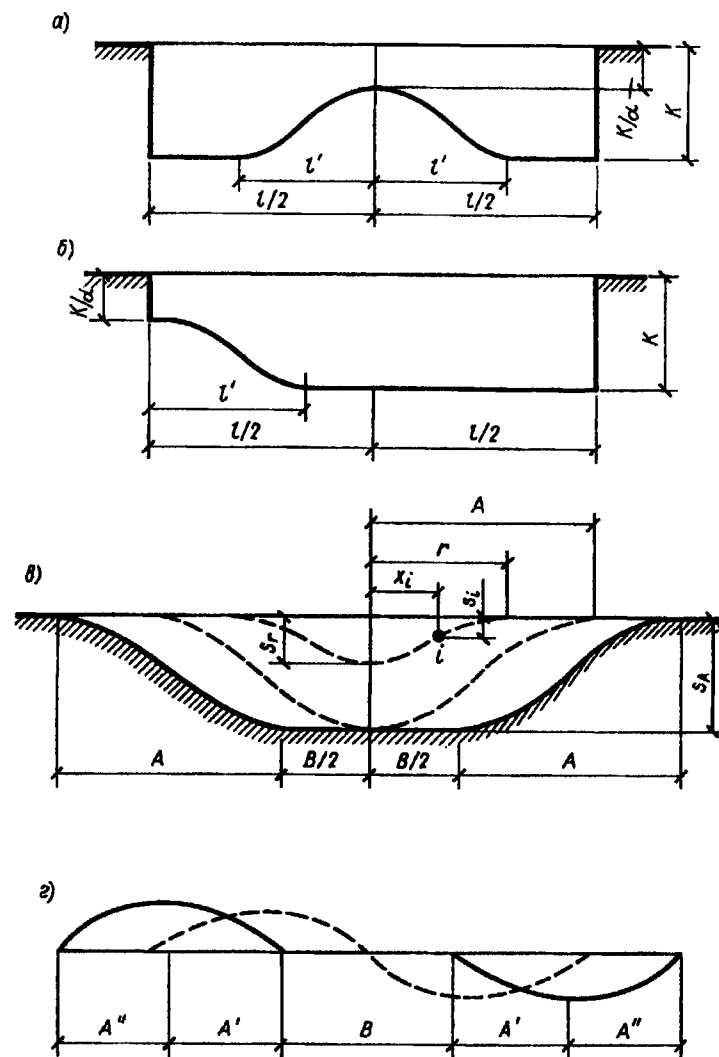


Рис. 1.3. Расчетные эпюры жесткости (а, б), оседаний (в) и горизонтальных деформаций (г) поверхности оснований на просадочных грунтах:

l — длина сооружения; l' — длина участка замачивания; α — степень изменчивости сжимаемости грунтов при местном замачивании

ные линии на рис. 1.3, в). При небольшой ширине замачиваемой площади (менее величины просадочной толщи) горизонтальный участок отсутствует и кривая вертикальных перемещений поверхности

грунта состоит из двух криволинейных участков длиной r (пунктирные линии на рис. 1.3, е). Характер изменения просадки грунта на этих криволинейных участках может быть приближенно описан уравнением косинусоиды вида

$$s_i = 0,5 s_r \left(1 + \cos \frac{\pi x_i}{r} \right), \quad (1.6)$$

где s_r — просадка поверхности грунта в центре замачиваемой площади, соответствующая криволинейному участку (см. рис. 1.3, е).

Просадка грунта от собственного веса сопровождается наклонами и кривизной земной поверхности, которые могут быть вычислены с помощью уравнения (1.6).

Эпюры распределения горизонтальных перемещений при просадке лессовых грунтов от собственного веса имеют вид, приведенный на рис. 1.3, г. При замачивании на площади значительной ширины имеется горизонтальный участок длиной B , в пределах которого горизонтальные перемещения поверхности грунта равны нулю, и криволинейные участки горизонтального сжатия A' и горизонтального растяжения A'' . Если замачивание происходит с площадей ограниченной ширины (из каналов, траншей и т. п.), то горизонтальные перемещения характеризуются наличием только двух зон: горизонтального сжатия и растяжения грунта (см. рис. 1.3, г, пунктирные кривые). Горизонтальные перемещения грунта практически появляются лишь при относительной разности просадок свыше 3 мм/м и в дальнейшем увеличиваются до значения, соответствующего данному виду грунта и условиям его замачивания.

Необходимо отметить, что просадочные явления иногда наблюдаются и при замачивании некоторых видов песчаных грунтов, например мелких кварцево-полевошпатовых песков. Рыхлые водонасыщенные песчаные грунты проседают при динамических воздействиях, причем просадка часто протекает мгновенно и определяется динамическим воздействием и свойствами грунта. Определение просадок таких грунтов от динамических воздействий изучено значительно меньше, чем определение их от статических нагрузок.

Следует указать, что применяемые строительные мероприятия по устранению просадочных свойств грунтов и по прорезке просадочных грунтов не всегда гарантируют прочность, устойчивость и эксплуатационную пригодность сооружений. Исследованиями последних лет установлено, что просадка лессовых грунтов от собственного веса оказывает влияние на уплотненные массивы грунта, сваи и глубокие опоры. Вследствие наличия сил трения и сцепления лессовый грунт естественной структуры при просадке его от собственного веса дополнительно пригружает сваи, опоры или уплотненные массивы грунта, в результате чего возникают дополнительные деформации оснований под сооружениями, что необходимо учитывать при проектировании.

4. Набухающие грунты

Некоторые виды глинистых грунтов обладают способностью увеличивать свой объем при замачивании — набухать, даже при наличии нагрузки, что приводит к подъему сооружений. Процесс набухания обратимый: набухающие грунты при высыхании уменьшаются в объеме, т. е. дают усадку, а при последующем замачивании вновь набухают.

Набухающие глинистые грунты распространены в Молдове, Крыму, Предкавказье, восточной Грузии, на Среднем и Нижнем Поволжье, в Казахстане, на юго-западе Западно-Сибирской низменности и во многих других районах. Мощность набухающих грунтов колеблется от нескольких до десятков метров и более. Деформации набухания и усадки грунтовых оснований могут вызывать повреждения конструкций сооружений и нарушать технологические процессы. Такие явления наблюдались, в частности, в Волгограде, Керчи, Джезказгане, Краснодаре, Харькове, Кишиневе, Элисте и др. В отдельных случаях деформации сооружений носили аварийный характер. Для восстановления и ремонта деформированных сооружений затрачиваются значительные средства, составляющие до 40 % и более начальной стоимости сооружений.

Комплексные исследования проблемы строительства на набухающих грунтах были начаты сравнительно недавно — в конце 50-х годов. Интересно отметить, что вначале при обследовании поврежденных сооружений, возведенных на глинистых набухающих грунтах, специалисты объясняли возникновение деформаций резким уменьшением прочности грунтов, связанным с их увлажнением, и сопутствующей этому дополнительной и неравномерной осадкой сооружений. При более детальном изучении было выяснено, что наибольшие деформации характерны лишь для сравнительно легких сооружений. Действительной причиной деформаций оказалось набухание грунтов, вызывавшее не осадку, а неравномерный подъем сооружений до 10 — 15 см и появление трещин.

Способность грунтов к набуханию связана с особенностями их минерального, химического и гранулометрического состава, типом структурных связей, плотностью, водонасыщенностью и другими факторами. В естественных условиях наиболее подвержены набуханию уплотненные глинистые грунты. По современным представлениям основной причиной набухания считается увеличение толщины водных пленок в контактах между частицами грунта, а также проявление осмотических и отчасти капиллярных процессов. Вода как бы раздвигает твердые частицы грунта, действуя наподобие клина.

Увлажнение грунтов под сооружениями может быть вызвано как искусственными, так и естественными факторами. Скорость набухания и величина подъема поверхности основания во многом зависят от особенностей увлажнения грунтов, а также от нагрузки, пе-

редаваемой сооружениям. Так, Е. А. Сорочаном [23] описывается деформация здания насосной, где происходили систематические утечки воды из водоводов (здание одноэтажное, каркасное, наружные стены кирпичные, давление по подошве фундаментов около 0,2 МПа, размер в плане 10 x 36 м). Набухающие грунты в основании представлены хвалынскими глинами. Процесс набухания грунтов длился в течение 2 лет. Здание подвергалось неравномерному подъему в среднем на 90 мм с максимальным значением подъема 147 мм. В стенах появились трещины раскрытием более 20 мм и потребовалось существенное усиление конструкций.

В случае нарушения естественных условий влагообмена между грунтом и атмосферой, а также изменения теплового режима в массиве процесс набухания грунта в основании сооружений может длиться 5 — 6 лет. В литературе приводятся примеры подъема отдельных колонн каркасных зданий до 90 мм и неравномерного подъема бескаркасных, преимущественно малоэтажных зданий, вызванных этими причинами.

У всех набухающих грунтов после замачивания происходит снижение прочностных и деформативных характеристик в несколько раз. Например, при свободном набухании хвалынских глин их модуль деформации уменьшается с 25 — 40 до 5 МПа. При наличии нагрузки от веса сооружения или от собственного веса грунта модуль деформаций уменьшается в значительно меньшей степени. Необходимо заметить, что прогноз набухания глинистых грунтов разработан еще недостаточно, несмотря на значительное число работ, выполненных исследователями в этой области. Это объясняется исключительной сложностью процесса набухания и недостаточной его изученностью. Однако на современном этапе развития механики набухающих грунтов представляется возможным более или менее достоверно оценивать характеристики таких грунтов: давление набухания p_{sw} , относительное набухание δ_{sw} при разных давлениях на грунт, расчетную границу зоны набухания грунта H_{sw} , подъем основания h_{sw} .

Под давлением набухания понимается давление, которое развивается в грунте в процессе его набухания при невозможности объемного расширения. Давление набухания можно определить, в частности, на образцах грунтов после их набухания без нагрузки. В этом случае в качестве p_{sw} принимается внешняя нагрузка, при которой образец грунта сжимается до начального состояния. Отсюда следует важный вывод — если внешняя нагрузка равна или больше p_{sw} , то подъем образца грунта или основания не произойдет. Поэтому в практике строительства иногда оказывается целесообразным повышать давление на основания.

Относительное набухание δ_{sw} оценивается по изменению высоты образцов грунта при набухании под нагрузками. В качестве расчетной границы зоны набухания грунта H_{sw} принимается расстояние

от подошвы фундамента до слоя, где суммарное давление равно давлению набухания грунта p_{sw} .

Возможный подъем основания определяется выражением

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw, i} h_i k_{sw, i}, \quad (1.7)$$

где n — число слоев, на которое разбита зона набухания грунта; $\varepsilon_{sw, i}$ — относительное набухание i -го слоя при давлении от собственного веса грунта и внешней нагрузки; h_i — толщина i -го слоя грунта; $k_{sw, i}$ — коэффициент условий работы, меньший единицы.

Вследствие неоднородности грунтов и неравномерности увлажнения набухание грунтов в основаниях сооружений всегда бывает неравномерным, поэтому при расчетах сооружений следует исходить из значения h_{sw} , возможного при случайном, наиболее неблагоприятном замачивании грунта в основании. Экспериментальными исследованиями в полевых условиях установлено, что по мере удаления от источника замачивания вертикальные деформации основания уменьшаются и зависимость подъема основания от расстояния до источника замачивания может быть принята линейной. На рис. 1.4, а показана эпюра нагрузки q , передаваемой на основание через абсолютно гибкую балку, и эпюра давления набухающего грунта p_{sw} , которая бы наблюдалась при невозможности подъема поверхности основания. Источник замачивания находится в точке О. Подъем основания $h_{sw, i}$ в точке i , находящейся на расстоянии x_i от центра источника замачивания, можно определить исходя из следующих зависимостей:

при $x_i < R$ и $p_{sw, i} > q$

$$h_{sw, i} = (p_{sw, i} - q) / K; \quad (1.8)$$

при $x_i \geq R$ и $p_{sw, i} \leq q$

$$h_{sw, i} = 0, \quad (1.9)$$

где R — радиус зоны замачивания; K — коэффициент жесткости набухающего грунта, характеризующий изменение давления грунта в зависимости от подъема основания.

Давление набухания p_{sw} определяется по формуле

$$p_{sw, i} = p_{sw, 0} (1 - x_i / R), \quad (1.10)$$

где $p_{sw, 0}$ — давление набухания в центре источника замачивания.

Расчетная схема подъема основания показана на рис. 1.4, б. Фигурирующие в формулах (1.7) и (1.9) параметры K и $p_{sw, 0}$ определяются по данным исследований набухающих грунтов строительной

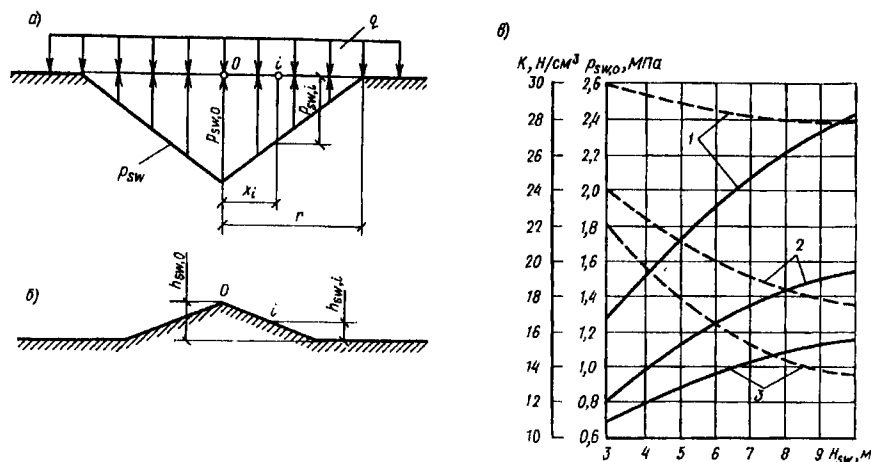


Рис. 1.4. Расчетные схемы нагрузок (а), подъема (б) и влияния толщины слоя набухающего грунта на давление и жесткость основания (в):
1 — при $B = 0,5$ м; 2 — при $B = 1,0$ м; 3 — при $B = 1,5$ м (сплошные кривые — для $p_{sw,0}$, штриховые — для K)

площадки. В качестве примера на рис. 1.4, в приведены зависимости K и $p_{sw,0}$ от толщины слоя замоченного грунта H и ширины подошвы фундамента B , составленные применительно к керченской глине при глубине заложения фундаментов 2 м. Как видно из этих зависимостей, давление набухания может достигать 0,7 — 2,4 МПа, что значительно превосходит обычные давления от фундаментов на их основания.

Что касается влияния набухания на боковую поверхность фундаментов, то оно учитывается практически лишь при расчете свай, прорезающих набухающий грунт. При устройстве других видов фундаментов воздействие касательных сил набухания на боковую поверхность фундаментов стараются исключить путем обратной засыпки пазух котлованов ненабухающим талым грунтом.

Как уже отмечалось, набухающие грунты при уменьшении их влажности дают усадку. Причиной усадки считается уменьшение толщины водных пленок в контактах между частицами грунта. Усадка характеризуется уменьшением объема и линейных размеров грунта при высыхании и определяется на образцах грунта в лабораторных условиях. Сезонные изменения влажности набухающих грунтов сопровождаются опусканием и подъемом земной поверхности. Для некоторых видов набухающих грунтов линейная усадка почти совпадает с линейным набуханием, поэтому при проектировании необходимо учитывать способность таких грунтов давать значительную усадку. Деформации от усадки возможны также в основаниях со-

оружений в результате искусственной подсушки грунта различными высокотемпературными агрегатами (доменные печи, дымовые трубы, коксовые батареи и т. п.). Неодинаковое уменьшение объема грунта под сооружением, излучающим теплоту, приводит к его неравномерной осадке. Кроме того, влажность грунтов в основаниях сооружений может уменьшиться и под влиянием всасывающей способности корней деревьев, что иногда приводит к деформациям сооружений с неглубоким заложением фундаментов.

5. Подрабатываемые территории

В результате подземной выемки полезных ископаемых (уголь, руда, соли и т. п.) внутри горных пород образуются пустоты различных размеров, которые постепенно заполняются за счет обрушения или плавного прогиба пород, расположенных над этими пустотами. При небольших размерах выработки процесс сдвижения пород может стабилизироваться в пределах образующегося свода обрушения и не проявиться на земной поверхности. При больших размерах выработки, например при выемке угля, этот процесс распространяется снизу вверх, вплоть до земной поверхности, образуя там чашеобразную впадину, называемую мульдой сдвижения.

Подземная выемка угля осуществляется в таких угольных бассейнах, как Донецкий, Львовско-Волынский, Карагандинский, Кузнецкий, Челябинский, Кизеловский и др. Подземная разработка калийных месторождений ведется на Урале, в Белорусии и Прикарпатье. В ряде районов шахтным способом добываются железные и полиметаллические руды и другие полезные ископаемые. Подрабатываемые территории занимают относительно небольшую площадь, однако они являются крупнейшими центрами сосредоточения тяжелой промышленности, городов и шахтных поселков. Быстрый рост добычи полезных ископаемых приводит к постоянному расширению и интенсивной застройке районов, где имеются залежи полезных ископаемых.

Подработка сооружений, построенных без конструктивных защитных мероприятий, наносит убытки, которые исчисляются десятками миллионов рублей. Не меньшие средства затрачиваются и на осуществление защитных мероприятий при возведении новых сооружений на подрабатываемых территориях.

Для выбора мероприятий по защите сооружений от подработки необходимо знать, каким деформациям подвергается поверхность земли в месте расположения сооружения. Эти деформации зависят от многих факторов, среди которых наиболее существенными являются глубина разработки, мощность пласта, угол падения, размеры выработанного пространства, способ управления кровлей и свойства покрывающей толщи. Сдвижение толщи пород может происходить в виде плавного прогиба без нарушения сплошности, прогиба с обра-

зованием отдельных трещин расслаивания, сдвижения по трещинам и обрушения.

На рис. 1.5, а показан схематический вертикальный разрез толщ пород по направлению продвижения забоя (указано стрелкой) при сдвигении пород в форме прогиба. Перемещения земной поверхности ха-

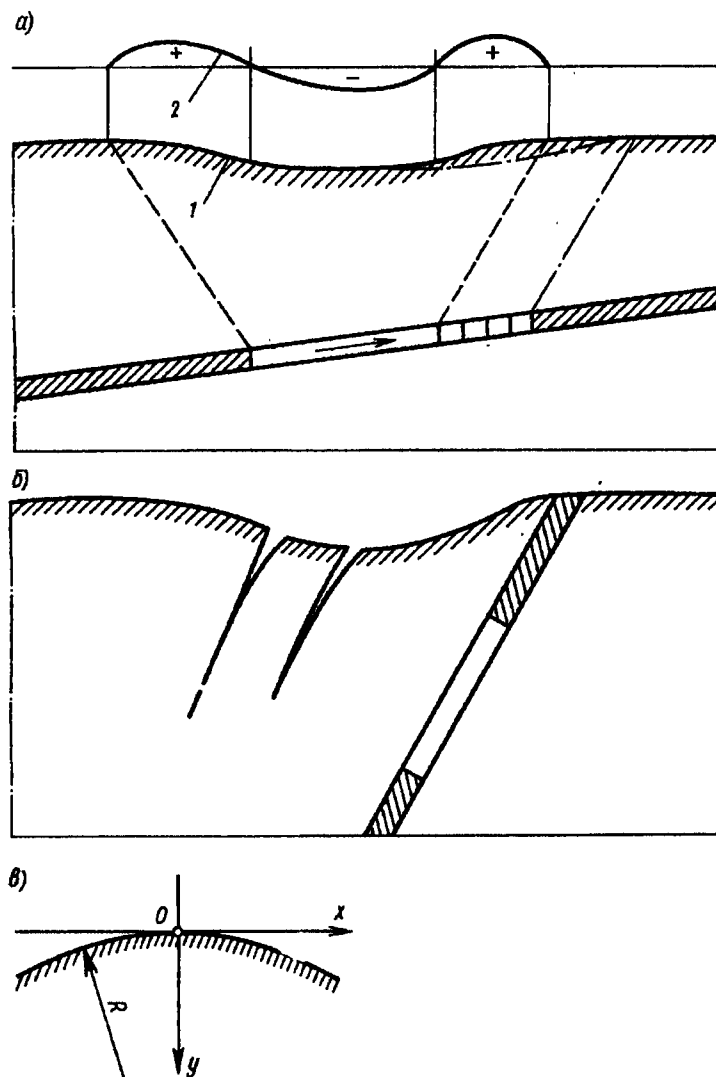


Рис. 1.5. Расчетные схемы деформирования земной поверхности подрабатываемых территорий

рактеризуются кривой оседаний 1 и эпюрой относительных горизонтальных деформаций 2, где “плюс” означает растяжение, а “минус” — сжатие. Перемещения такого вида наблюдаются обычно при разработке достаточно глубоко расположенных и пологих по отношению к горизонту пластов полезного ископаемого.

В пределах мульды сдвижения каждая точка земной поверхности перемещается в вертикальном и горизонтальном направлениях. Максимальные оседания наблюдаются в центральной части мульды и постепенно уменьшаются к ее краям. Относительные горизонтальные деформации достигают наибольших значений на краях мульды сдвижения, там же сильнее всего сказываются неравномерности вертикальных и горизонтальных деформаций. При дальнейшем продвижении забоя (расширении выработки) соответственно продвигается и край мульды, что показано на рис. 1.5, а, штрих-пунктирной линией. Если на земной поверхности имеются сооружения, то в связи с продвижением края мульды они вначале подвергаются воздействию выпуклой части края мульды, а затем его вогнутой части. При больших размерах выработанного пространства в центральной части мульды образуется плоская поверхность и сооружения возвращаются большей частью в исходное положение. Максимальные оседания подрабатываемых территорий достигают иногда нескольких метров, что может и не вызывать особых повреждений сооружений, если мульда имеет очень пологие края.

При разработке крутопадающих пластов горизонтальные перемещения точек земной поверхности могут достигать весьма больших величин и даже превышать вертикальные перемещения (оседания). В таких условиях подработки на земной поверхности появляются трещины и уступы, размеры которых достигают иногда нескольких десятков сантиметров (рис. 1.5, б). Обычно уступы образуются в результате сдвига пород по напластованию, который происходит под влиянием касательных напряжений, возникающих при изгибе слоев.

Уступы могут появляться и при разработке горизонтального и пологого залегания пластов, если в расположенной выше толще пород имеются тектонические нарушения в виде сбросов, сдвигов и т.п. Строительство сооружений на таких тектонических нарушениях, а также в местах выходов пластов и при ожидаемом образовании провалов представляет сложную задачу.

В результате длительных наблюдений за деформациями земной поверхности, проведенных преимущественно в угольных бассейнах, и изучения процессов сдвижения горных пород разработаны методы расчета этих деформаций, пригодные для целей практики. Расчет деформаций земной поверхности производится, как правило, специалистами — маркшейдерами. В качестве исходных данных для проектирования сооружений на подрабатываемых территориях задаются следующие прогнозируемые деформации земной поверхнос-

ти: R — минимальный радиус кривизны; ε — относительные горизонтальные деформации растяжения или сжатия; η — оседание; ξ — горизонтальное сдвижение; i — наклоны; h — высота уступа (при ступенчатой мульде).

Значения радиуса кривизны R и высоты уступа h используются при расчете сооружений на воздействие неравномерных вертикальных оседаний земной поверхности. Для упрощения расчетов принимается, что поверхность края плавной мульды имеет вид параболического цилиндра, в вершине которого радиус кривизны равен R . Пользуясь известным каноническим уравнением параболы $x^2 = 2Ry$, легко вычислить оседание любой точки земной поверхности относительно оси Ox (рис. 1.5, а). При этом вершина параболы O совмещается с центральной осью сооружения. В действительности, конечно, край плавной мульды представляет собой гораздо более сложную поверхность. Что касается ступенчатой мульды, то расположение уступов в плане устанавливается либо путем трассировки их с соседних участков земной поверхности, где они образовались во время подработки, либо путем визуальных наблюдений. В остальных случаях условно принимается, что уступ возникает под сооружением в наиболее невыгодном по прочности и деформативности сооружения месте.

Растягивающие или сжимающие силы, действующие на подземную часть сооружений, определяются по значениям относительных горизонтальных деформаций ε . Наклон i учитывается при расчете высоких сооружений, у которых перемещение центра тяжести может вызвать появление дополнительного наклона сооружения и усилий в конструктивных элементах и в основании. Максимальные прогнозируемые оседание и горизонтальное сдвижение при расчете сооружений на прочность не используются.

Точность существующих способов определения деформаций земной поверхности колеблется в довольно широких пределах: оседаний 30 %, наклонов 60 %, относительных горизонтальных деформаций растяжения-сжатия 60 % и т. д. Поэтому при расчете сооружений на воздействия деформаций земной поверхности принимаются расчетные значения деформаций, получаемые умножением прогнозируемых деформаций на соответствующие коэффициенты перегрузки. В соответствии со СНиП 2.01.09-91 коэффициенты перегрузки оседания равны 1,1; горизонтального сдвижения — 1,1; наклона — 1,2; кривизны — 1,4; относительных горизонтальных деформаций — 1,2; уступов — 1,2. Видимо, существенного повышения точности в определении этих параметров сдвижения добиться невозможно, поскольку точность расчета деформаций земной поверхности имеет естественный предел, обусловленный неоднородностью толщи горных пород и трудностями определения физико-механических свойств этой толщи.

Необходимо отметить, что процесс сдвижения горных пород не

только сопровождается деформациями земной поверхности, но приводит также к более или менее значительному изменению физико-механических свойств грунтов оснований подрабатываемых сооружений. Однако имеющихся в этом направлении данных экспериментальных исследований пока недостаточно для того, чтобы учитывать указанное явление при реальном проектировании сооружений на подрабатываемых территориях.

Деформации земной поверхности при проведении подземных горных разработок можно регулировать с помощью различных мероприятий. Самое простое мероприятие состоит в том, что под сооружениями оставляются сплошные пласты полезного ископаемого, так называемые предохранительные целики. Однако это мероприятие приводит к консервации или к потерям значительных запасов полезных ископаемых, составляющих национальное богатство страны. Поэтому предохранительные целики оставляют только под наиболее ответственными строительными объектами.

Значительное снижение деформаций земной поверхности может быть достигнуто при подработке так называемой камерно-столбовой системой, при которой оставляются междуканальные опорные целики. Такая система применяется, в частности, при подземной разработке калийных солей. Изменяя в определенных пределах размеры опорных целиков (столбов), можно регулировать скорость развития и величины деформаций земной поверхности.

Уменьшение деформаций земной поверхности в 2 — 4 раза достигается также закладкой выработанного пространства песком или породой. Однако эта система пока не нашла широкого применения.

К некоторому снижению кривизны и горизонтальных деформаций приводит запланированное для этой цели ведение очистных горных работ. Например, такое расположение очистных забоев, при котором подрабатываемое сооружение попадает в центральную часть мульды сдвижения; безостановочное подвигание очистных забоев с максимальной скоростью в течение всего времени подработки и др. В отличие от других горных мероприятий применением оптимальных схем подработки нельзя уменьшить абсолютные величины оседаний земной поверхности, поэтому такие схемы применяют как дополнительную меру защиты одновременно с конструктивными мероприятиями.

Специальные требования, предъявляемые к проектированию сооружений, предназначенных для строительства на подрабатываемых территориях угольных месторождений, под которыми проводятся или намечаются к проведению подземные горные разработки, регламентируются действующим СНиП 2.01.09-91.

Помимо подземной выемки полезных ископаемых к деформациям земной поверхности может приводить возведение различных подземных сооружений закрытым способом, например метрополитена, коммуникационных тоннелей и т. п. Несмотря на то что выработка

в этих случаях закрепляются постоянной крепью, в процессе их проходки неизбежно происходит нарушение состояния равновесия пород кровли. Кроме того, сама обделка деформируется под действием горного давления. Деформация пород вблизи выработок вызывает сдвигание лежащих выше пород, которое может дойти и до земной поверхности. В практике строительства метрополитенов имеются случаи, когда оседание земной поверхности достигало 70 см, что вызывало серьезные повреждения зданий.

6. Другие виды сложных грунтовых условий

Слабые водонасыщенные глинистые грунты. К таким грунтам относятся илы, ленточные глины, водонасыщенные лессовые и другие глинистые грунты. Эти различные по минералогическому составу, структуре, происхождению и многим другим показателям грунты объединяются в одну группу по двум признакам — сжимаемости и влажности. Под слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами подразумеваются глинистые грунты, которые в диапазоне давлений до 0,3 МПа имеют модуль деформации, равный или меньший 5 МПа, и у которых больше 80 % пор заполнено водой [1].

Слабые водонасыщенные глинистые грунты занимают значительные территории, расположенные вдоль рек, озер и морей. Это — долины Днепра, Дона, Волги, Оби, Енисея, Лены, Сырдарьи, Амударьи и других рек; побережья Псковского, Ильменского, Онежского и многих других озер; побережья Ледовитого океана, Балтийского, Черного, Азовского, Каспийского и других морей. Толщина слоя слабых грунтов зачастую достигает 30 м.

Основной особенностью рассматриваемых грунтов как оснований сооружений является их весьма значительная сжимаемость и малая несущая способность. Сооружения, возведенные на слабых грунтах, испытывают большие осадки. Известны, например, случаи осадок сооружений, достигающих 1,5 — 2 м. При этом осадки происходят в течение длительного времени, поскольку уплотнение водонасыщенных грунтов определяется главным образом процессами отжатия воды, заполняющей поры грунта, к дренажным поверхностям. В процессе уплотнения водонасыщенных грунтов одновременно с медленным отжатием поровой воды происходит медленное нарастание модуля деформации и прочности грунтов. Кроме того, характерным свойством таких грунтов является зависимость модуля деформации и прочности от скорости нагружения. При быстром нагружении грунта его модуль деформации значительно снижается и, наоборот, при медленном нагружении модуль деформации и характеристики прочности приобретают более высокие значения по сравнению с начальным состоянием грунта.

При строительстве сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах принимаются решения либо по упрочнению и уп-

лотнению оснований, либо по увеличению жесткости и прочности самих сооружений. Необходимо отметить, что применение любого из существующих методов упрочнения и уплотнения грунтов не ликвидирует осадок сооружений, а лишь в той или иной мере их уменьшает. Даже такие, казалось бы, надежные виды оснований, как основания из железобетонных свай, в слабых грунтах зачастую дают большие осадки. Значительное влияние на осадки свай может оказывать их дополнительная пригрузка (так называемое “отрицательное трение”), которая проявляется при независимой от свай общей осадке грунтовой толщ. Такая осадка может вызываться весом грунта при подсышке территории, увеличением собственного веса грунта при понижении уровня подземных вод, возведением по соседству другого сооружения, продолжающимся уплотнением под собственным весом неуплотненной толщ (например, молодой насыпи) и т. п. Подобные обстоятельства должны в полной мере учитываться при проектировании сооружений на слабых грунтах путем проведения соответствующих расчетов.

Заторфованные грунты. Песчаные и глинистые грунты, содержащие растительные остатки (торф, перегной и т. п.) от 10 до 60 % по весу, называют заторфованными грунтами. К чисто торфам относятся грунты, содержащие растительные остатки более 60 %.

Торф и заторфованные грунты распространены главным образом на севере и северо-западе Российской Федерации, в Сибири, в Белорусии и в ряде других районов. Эти грунты часто залегают в виде прослоек, слоев и линз в грунтовой толще. Они отличаются значительной пористостью и влажностью и, как правило, весьма большой и неравномерной сжимаемостью. Осадки сооружений, построенные на заторфованных грунтах, значительны и продолжаются десятки лет.

В заторфованных грунтах с течением времени происходит минерализация (сгнивание растительных остатков), что приводит к дополнительным осадкам сооружений и должно учитываться при их расчете. При понижении уровня подземных вод ниже подошвы заторфованных слоев может быстро увеличиться процесс минерализации, что повлечет за собой резкое возрастание осадок сооружения. В остальном деформативные свойства заторфованных грунтов подобны свойствам слабых водонасыщенных глинистых грунтов.

Засоленные грунты. Различные грунты нередко содержат в значительных количествах легко растворимые водой соли. Критерием отнесения грунта к категории засоленных служит так называемая засоленность, определяемая как отношение веса солей в грунте к весу скелета грунта, выраженное в процентах. Этот критерий различен для разных грунтов и зависит от растворимости солей и особенностей работы каждого вида грунта в основании сооружений. Например, вечномёрзлые грунты называются засоленными, если их засоленность превышает следующие значения: для песков пылева-

тых — 0,05 %; для песков мелких, средних, крупных и гравелистых — 0,1 %; для супесей и суглинков — 0,15 %; для глин — 0,25 %. Просадочные лессовые грунты относят к засоленным, если они содержат 0,2 % легкорастворимых солей или более 1 % среднерастворимых солей (главным образом гипса).

Засоленные вечномерзлые грунты широко распространены на побережье Северного Ледовитого океана. Присутствие солей в вечномерзлых грунтах изменяет температуру их замерзания и оттаивания, сжимаемость и несущую способность. Температура замерзания засоленных грунтов всегда ниже нуля, им присущи более низкие предельные нагрузки, чем незасоленным грунтам.

Растворение солей, содержащихся в лессовых просадочных грунтах, может служить причиной возникновения дополнительных просадок сооружений. Имеются случаи, когда после просадок грунта от собственного веса возникают значительные, иногда в 2-3 раза превышающие обычные просадки, послепросадочные оседания поверхности грунта вследствие выщелачивания солей при продолжающемся увлажнении грунтовой толщи.

При возведении промышленных и гражданских сооружений в сухих жарких районах в качестве оснований приходится использовать сильно засоленные грунты. Строительство сооружений, как уже отмечалось, приводит к практически полному исключению испарения и к изменению теплового режима грунтового массива, находящегося под сооружениями, что неизбежно вызывает накопление влаги, которое становится особенно интенсивным при наличии утечек воды из водопроводных и канализационных сетей. Подземные воды растворяют и вымывают соли, в результате чего возникают нарастающие неравномерные осадки сооружений. Известны случаи, когда такого рода осадки приводили сооружения в аварийное состояние через 5 — 6 лет их эксплуатации и стоимость ремонта оказывалась примерно равной стоимости строительства таких же новых сооружений. Поэтому особенности засоленных грунтов должны обязательно учитываться при проектировании.

Для оценки изменения деформативных свойств отдельных видов засоленных грунтов (пески, супеси, суглинки) предложены теоретические методы, которые могут быть использованы при расчетах сооружений в качестве первого приближения. Более достоверные данные получаются в результате лабораторных и полевых испытаний с замачиванием грунта в течение длительного срока вплоть до стабилизации осадки.

Суффозионные процессы в грунтах. Под суффозией подразумевается вынос частиц грунтов движущейся подземной водой (механическая суффозия) и растворение некоторых видов горных пород (химическая суффозия).

Механическая суффозия происходит под воздействием гидродинамического давления, которое влияет в основном на устойчивость

рыхлых песчаных грунтов. Фильтрация воды в глинистых грунтах из-за малой скорости движения воды в порах суффозии обычно не вызывает. Вынос отдельных частиц из пор песка может сопровождаться неравномерным опусканием земной поверхности. Отмечены многочисленные случаи повреждения сооружений в результате выноса частиц песка водой. Такие условия часто возникают на береговых склонах при спаде паводков, при вскрытии и откачке воды из котлованов и т. д. Для предотвращения выноса частиц песка в строительной практике применяются различные мероприятия, например оборудование водозаборов фильтрами и др. Поэтому специального изучения связи между процессами суффозии и деформациями грунтов, с точки зрения получения исходных данных для проектирования сооружений, не производилось. Между тем в некоторых случаях прогноз суффозии и хотя бы ориентировочная оценка деформаций земной поверхности могут оказаться целесообразными для обеспечения надежности проектируемых сооружений.

Химическая суффозия является причиной возникновения карстов — каверн, каналов в толще горных пород. Влияние карста на устойчивость сооружений возможно в районах, где растворимые водой породы (известняки, доломиты, мел, гипс, ангидрит, каменная соль и т. п.) залегают у поверхности земли или на небольшой глубине от нее, т. е. в пределах зоны воздействия сооружений на основание. Карсты ослабляют горные породы и могут явиться причиной обрушения лежащих выше пород и возведенных на них сооружений. В связи с этим при проектировании сооружений надо иметь данные о наличии карстов в грунтовой толще и о степени возможного увеличения их объема в процессе эксплуатации сооружений.

Карсты встречаются в Украине, на Урале, в Сибири, Средней Азии, Казахстане, на Кавказе и в других районах. Строительство в карстовых районах осуществляется в довольно больших масштабах (Дзержинск, Казань, Альметьевск, Октябрьский, Уфа, Самара, Славянск, Североуральск, Черемхово и др.). Карстовые явления вызывают большие затруднения при строительстве; недоучет их особенностей может привести к повреждениям и авариям сооружений [24].

Карстовые деформации земной поверхности могут происходить в виде провалов или постепенных оседаний. Провалы, вследствие внезапности их возникновения, наиболее опасны для сооружений. В таких случаях применяются инженерные мероприятия по подготовке территории к застройке (укрепление закарстованных пород, заполнение полостей, водоотводные мероприятия и т. п.). Постепенные оседания земной поверхности, как небольшие по площади, так и захватывающие значительные территории, представляют по сравнению с провалами значительно меньшую опасность. Здесь с успехом могут быть применены различные конструктивные мероприятия для обеспечения прочности, устойчивости и эксплуатационной пригодности сооружений. Исходными данными для расчета соору-

жений служат параметры деформации земной поверхности, получаемые в результате инженерно-геологических изысканий закарстованной территории.

Изменение уровня поверхностных и подземных вод. Повышение или понижение уровня воды в водоеме вызывает соответствующее изменение давления на грунты, слагающее его дно, что приводит к дополнительным деформациям грунтов. Если эти грунты служат основанием сооружения, то последнее будет испытывать дополнительные деформации, связанные с изменением уровня воды. В таких условиях чаще всего находятся мостовые опоры. В некоторых случаях дополнительные осадки при подъеме уровня воды могут оказаться весьма опасными для сооружения, впервые воспринимающего такого рода воздействия. Может также оказаться, что при первом подъеме уровня воды осадки не вызовут повреждений в сооружении, а при последующих периодически повторяющихся осадках и подъемах произойдет увеличение общей осадки (эффект многократного приложения нагрузки к грунту), что повлечет за собой нарушение прочности или эксплуатационной пригодности сооружения.

В песчаных грунтах подъем уровня подземных вод может снизить устойчивость основания против выпирания и привести к дополнительному увеличению осадок сооружения. Как известно, характерным свойством песчаных грунтов является малая изменчивость их объема при изменении влажности. Однако при насыщении водой в соответствии с законом Архимеда вес частиц грунта уменьшается на вес вытесненной ими воды, следовательно, уменьшается трение между частицами и облегчается их относительный сдвиг.

Понижение уровня или напора подземных вод сопровождается уплотнением грунтов, слагающих водоносные горизонты, в результате чего происходит осадка поверхности земли. Дело в том, что снижение уровня подземных вод освобождает от воды некоторый объем грунтовой толщи с соответствующим увеличением ее веса вследствие исключения взвешивающего противодействия. Снижение уровня подземной воды на 1 м приводит к увеличению давления от собственного веса грунта на грунты водоносного горизонта на 0,01 МПа. При значительных по мощности и сжимаемости грунтовых толщах это может приводить к существенным оседаниям земной поверхности. Ярким примером того, к чему может привести снижение уровня подземных вод при их откачке, служит г. Мехико, где наблюдаются оседания более чем на 6 м. Подобные примеры далеко не единичны.

В ряде случаев оседания поверхности земли могут вызываться и падением напора при добыче нефти или газа. Так, например, на побережье Лонг-Бич в Калифорнии (США) вследствие выкачивания нефти произошло оседание земной поверхности на площади более 140 км². Максимальное смещение в размере 884 см зарегистрировано в центре осевшей площади; уклон по направлению к центру дос-

тигал 0,25 %. В результате повреждений инженерных сооружений, расположенных на этой территории, материальный ущерб превысил 60 млн долл.

Таким образом, при проектировании новых или защите существующих сооружений на территориях, где производится или намечается откачка подземных вод, нефти или газа, необходимо располагать данными по оседаниям земной поверхности. Прогноз такого рода оседаний может быть осуществлен на основе теории уплотнения (консолидации) грунтов, хорошо разработанной в механике грунтов.

Оползневые явления. Под оползнем подразумевается внезапное или медленное смещение значительных масс грунта вниз по склонам долин, оврагов, берегам рек, озер и морей и откосам выемок. Это явление происходит в результате нарушения природного равновесия массивов грунта, которое может быть вызвано увеличением действующих на массив нагрузок или уменьшением внутренних сопротивлений. Увеличение нагрузок может наблюдаться при возведении сооружений на склонах и откосах, а уменьшение сопротивлений — при увлажнении или нарушении естественных упоров массивов грунта.

При смещении грунтовой толщи, являющейся основанием для сооружения, подвергается смещениям и само сооружение. Известны многочисленные случаи повреждений и разрушений сооружений, вызванных оползневыми явлениями. В строительной практике применяются различные противооползневые мероприятия, которые должны устанавливаться на основе тщательного изучения природы оползневого явления и аналитических расчетов оползневых процессов. Главнейшими из этих мероприятий являются: осушение оползневых участков, уположивание откосов, укрепление берегов от размыва, устройство удерживающих подпорных стен, укрепление склонов сваями и т. д. В некоторых случаях возможно также применение оползнестойких сооружений.

Оползнестойкие сооружения рекомендуется применять при строительстве на склонах, находящихся в фазе глубинной ползучести, и на склонах, которые пока не проявляют оползневых деформаций, но в перспективе таковые возможны. В парковых зонах, расположенных на неустойчивых участках, оползнестойкими должны быть здания кафе, библиотек и другие сооружения. В подобных случаях сооружения следует рассчитывать на воздействия медленных и неравномерных деформаций поверхности грунта, вызываемых оползневыми смещениями в фазе глубинной ползучести грунтового массива. Прогнозирование возможной скорости, абсолютных значений и степени неравномерности смещений поверхности грунта представляет весьма сложную задачу механики грунтов.

7. Деформационные свойства грунтов

При расчете сооружений необходимо учитывать, по возможности, все существенные факторы, определяющие работу грунта под нагрузкой. Применительно к контактным задачам такими факторами являются перемещения поверхности основания от приложенных к ней нагрузок. Знание прочностных свойств грунтов необходимо, главным образом, для установления критических давлений на основание. Методы определения деформационных и прочностных характеристик грунтов, величины напряжений и деформаций, возникающих в грунтах под действием нагрузок от сооружений, а также оценки прочности и устойчивости оснований подробно излагаются в курсах механики грунтов. Поэтому здесь рассмотрим лишь процессы деформации поверхности грунта под нагрузкой, передаваемой на грунт фундаментом.

Многочисленными наблюдениями за осадками сооружений и непосредственными испытаниями грунтов штампами в условиях их естественного залегания установлены характерные особенности деформирования грунтов. На рис. 1.6, а приведены кривые протекания осадок фундамента s во времени t при возрастающей и постоянной нагрузке p . На протяжении отрезка времени $0 - t_c$ происходит увеличение нагрузок на грунт. Применительно к сооружению — это время его возведения, т. е. строительный период. В период эксплуатации сооружений при $t > t_c$ нагрузка остается постоянной. Кривая 1 характеризует случай весьма быстрой, практически мгновенной, стабилизации осадок фундамента. Такого вида осадки наблюдаются в песчаных, гравелистых и других крупнозернистых грунтах при нагрузках, не превосходящих расчетного давления на грунт. Кривая 2 иллюстрирует постепенную, иногда весьма длительную, стабилизацию осадок, характерную для глинистых грунтов. Если нагрузка на грунт превышает некоторое предельное для данного грунта значение, то возникает незатухающая осадка, которая может закончиться потерей устойчивости основания (кривая 3).

Изменение свойств грунтов в процессе эксплуатации сооружений может вызывать дополнительную осадку или подъем сооружений на самые различные величины (рис. 1.6, б). Пусть в момент времени t_i , после полной стабилизации осадки от нагрузки, основание сооружения оказалось под воздействием какого-либо фактора, приводящего к изменению природных свойств грунтов основания (увлажнение, оттаивание, вибрация и т. п.). Тогда грунт, проявляющий просадочные свойства под воздействием этого фактора, даст дополнительную осадку, т. е. просадку. Участок кривой AB представляет собой просадку фундамента, установленного на таком грунте. Если грунт под воздействием дополнительного фактора склонен к набуханию или пучению, то фундамент может испытывать периодические подъемы и опускания: участок AB характеризует подъем фундамента, а участок $BГ$ — его опускание.

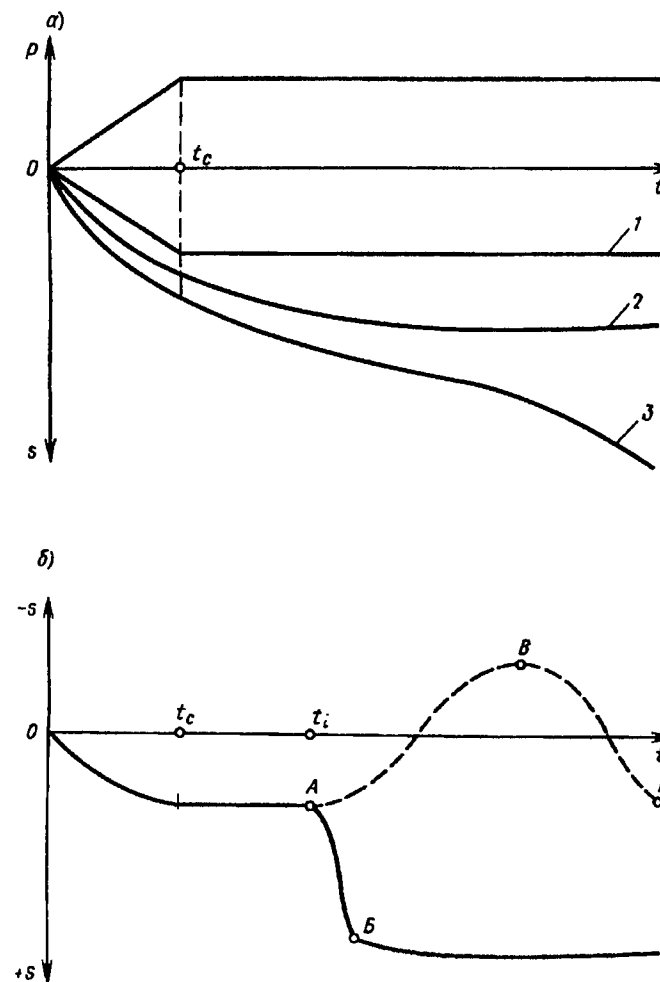


Рис. 1.6. Кривые протекания осадок сооружений во времени в обычных грунтовых условиях (а) и на структурно-неустойчивых грунтах (б)

Зависимость осадки от давления, передаваемого фундаментом на основание, приведена на рис. 1.7, а. Здесь сплошная кривая соответствует пластичным глинистым грунтам при фундаментах мелко-го заложения (отношение глубины заложения фундамента h к его ширине b менее 2) и остальным грунтам при фундаментах глубокого заложения ($h / b > 2$). Штриховая кривая относится к песчаным грунтам средней плотности и плотным, а также к твердым, полутвердым

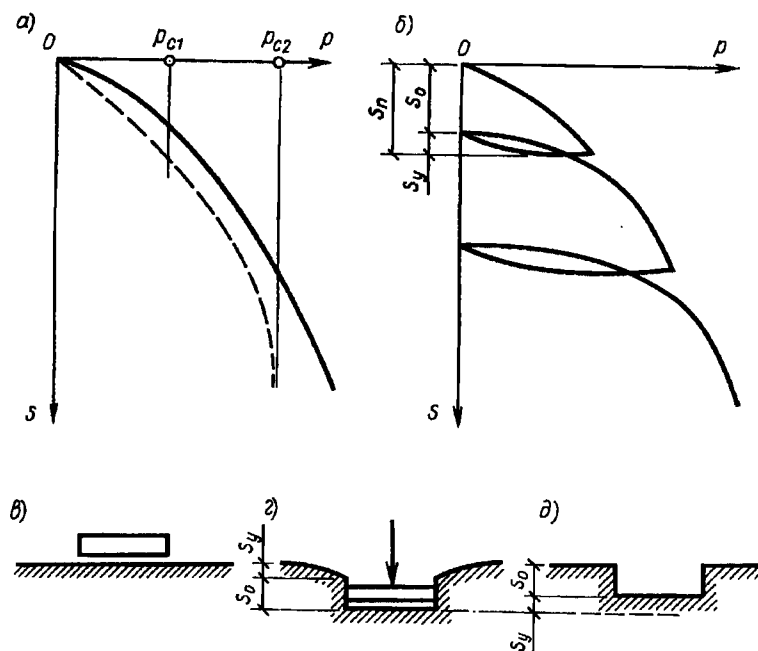


Рис. 1.7. Зависимости осадки фундамента от давления:
а — при нагружении без разгрузок; б — то же, при разгрузках; в — г — взаимодействие штампа с основанием

и тугопластичным глинистым грунтам при фундаментах мелкого заложения.

При возрастании нагрузки в грунте наблюдаются переходящие одна в другую три фазы деформаций (по Н. М. Герсеванову): уплотнения, сдвига и выпирания. Фаза уплотнения проявляется до первого критического давления p_{c1} , представляющего собой предел пропорциональности или, в соответствии с терминологией СНиП, расчетное сопротивление R . Эта фаза характеризуется зависимостью между давлением и осадкой, близкой к линейной; осадки происходят в основном за счет вертикального перемещения частиц, связанного с уменьшением пористости грунта, и затухают во времени. В фазе сдвигов, проявляющейся в диапазоне давлений $p_{c1} - p_{c2}$, зависимость осадок от давлений носит явно нелинейный характер; осадки происходят не только за счет вертикальных, но и за счет горизонтальных перемещений частиц грунта и не затухают с течением времени. Фаза выпирания соответствует исчерпанию несущей способности грунта, которое связано с выпиранием грунта на поверхность при фундаментах мелкого заложения или значительным увеличением интенсивности осадок при фундаментах глубокого заложения.

Условие возникновения предельного по прочности состояния грунта определяется вторым критическим давлением p_{c2} — предельным сопротивлением основания.

При определении размеров подошвы фундаментов одним из важнейших условий является ограничение давлений на основание величиной R . В этом случае грунт работает в фазе уплотнения, что позволяет рассматривать его как линейно-деформируемое тело и для определения напряжений и деформаций использовать уравнения теории упругости.

Полная осадка грунта s_n состоит, как правило, из упругой осадки s_y , восстанавливающейся после снятия нагрузки, и остаточной s_0 (рис. 1.7, б). Последняя в большинстве случаев значительно превышает упругую часть полной осадки. Повторные нагружения и разгрузки фундамента изображаются кривой с петлями гистерезиса (см. рис. 1.7, б). Кривые последующих нагружений в диапазоне ранее приложенных нагрузок более пологи, чем кривая первого нагружения. За пределами ранее приложенной нагрузки кривая последующего нагружения служит продолжением кривой первого нагружения.

Необходимо заметить, что кроме осадок самого фундамента наблюдаются также осадки поверхности грунта за пределами нагруженной площади, обусловленные связностью грунта. Эти осадки обычно связаны линейной зависимостью с нагрузкой, и после разгрузки фундамента почти полностью восстанавливаются (рис. 1.7, в—г).

Если фундамент сооружения передает на грунт горизонтальную нагрузку или происходят неравномерные по длине фундамента горизонтальные перемещения грунтового массива, то под действием касательных напряжений в грунте возникают деформации сдвига. При этом сдвиг может произойти либо по поверхности соприкосновения грунта с фундаментом, либо по самому грунту в зависимости от того, где сопротивление сдвигу окажется меньше. Характерные зависимости между касательными к поверхности основания напряжениями и горизонтальными перемещениями (сдвигом) фундамента представлены на рис. 1.8 (где τ — касательные напряжения; u — деформации сдвига; p — нормальные к поверхности основания напряжения).

В зависимости от плотности и пластических свойств грунта кривые $\tau - u$ имеют различный вид. Кривая 1 на рис. 1.8, а характеризует сопротивление сдвигу очень плотных хрупких грунтов, кривая 2 — плотных песков, кривая 3 — нормально уплотненных и недоуплотненных грунтов. Приведенные зависимости показывают, что в плотных грунтах сопротивление сдвигу вначале увеличивается, а затем, по достижении некоторого максимального значения $\tau_{\max}$, уменьшается. В остальных случаях наблюдается монотонная нелинейная зависимость деформации сдвига от касательных напряже-

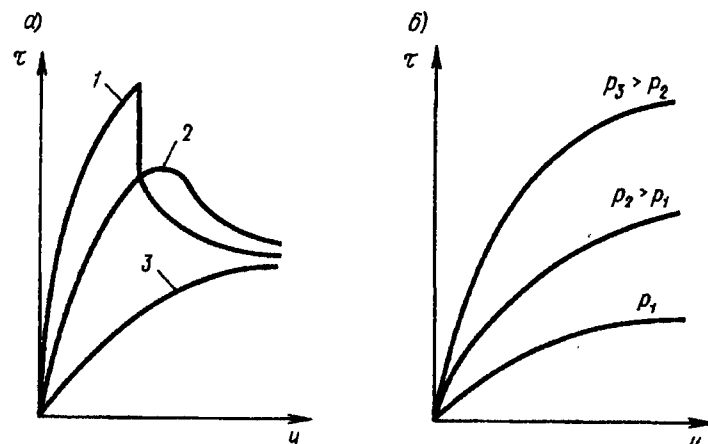


Рис. 1.8. Зависимости горизонтальных перемещений фундаментов от сдвигающих напряжений (а) и при различных значениях вертикальных напряжений (б)

ний. Сопротивление грунтов сдвигу существенно зависит также от нормального напряжения p (см. рис. 1.8, б).

Приведенные краткие данные о деформационных свойствах грунтов не исчерпывают, разумеется, всего многообразия и особенностей свойств грунтов отдельных видов. Эти данные обобщены нами с точки зрения учета характерных деформационных свойств грунтов при решении контактных задач.

В общем случае методы расчета сооружений на деформируемом основании должны учитывать нелинейный характер зависимости между напряжениями и стабилизированными деформациями грунтов, характер протекания деформаций грунтов во времени, переменную жесткость и смещение основания. Если в обычных (простых) грунтовых условиях учет перечисленных факторов не вызывается острой необходимостью, то в сложных грунтовых условиях, рассмотренных выше, такой учет совершенно необходим.

ДОПУСКАЕМЫЕ ДЕФОРМАЦИИ СООРУЖЕНИЙ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЙ НЕРАВНОМЕРНЫХ ОСАДОК ОСНОВАНИЯ

1. Взаимодействие сооружений с основанием

Примеры деформаций сооружений, вызванных воздействиями неравномерных деформаций основания, приведены в многочисленных публикациях отечественных и зарубежных авторов. Если проанализировать эти примеры, то легко обнаруживается подобие форм деформаций сооружений, построенных в самых разнообразных грунтовых условиях.

Независимо от причин, приводящих к деформациям грунтов, все виды воздействий со стороны оснований на сооружения сводятся, в конечном счете, к неравномерным вертикальным и горизонтальным перемещениям поверхности оснований. Эти перемещения могут быть связаны с нагрузкой от сооружения либо проявляться независимо от наличия на земной поверхности сооружений. К первому типу перемещений относятся обычные осадки уплотнения, рассматриваемые в общей механике грунтов, а также просадки мерзлых, лессовых, засоленных и других просадочных грунтов от нагрузки фундаментов, происходящие в пределах деформируемой зоны основания. Второй тип перемещений наблюдается при просадке от собственного веса грунта, при подземных горных разработках, откачке подземных вод и т. д.

Следствием неравномерных вертикальных перемещений оснований являются крены сооружений, различные формы деформаций изгиба, сдвига и кручения. Деформации эти проявляются как в чистом виде, так и в различных сочетаниях (крен с изгибом и т. п.). Неравномерные горизонтальные перемещения основания воздействуют на подземные части сооружений в результате сдвигающих сил по боковым поверхностям и подошвам фундаментов, а также нормального давления сдвигающегося грунта на боковые поверхности фундаментов. Если конструктивные решения фундаментов не предусматривают полного восприятия ими горизонтальных сил, то надфундаментная часть сооружения будет подвергаться внецентренному сжатию-растяжению или изгибу и сдвигу в горизонтальной плоскости.

При проектировании сооружений в сложных инженерно-геологических условиях необходимо предусматривать меры, обеспечивающие требуемые эксплуатационные качества и долговечность сооружений. Это достигается либо путем создания надежного основания, исключающего появление недопустимых деформаций

сооружений, либо применением конструкций сооружений, приспособленных к повышенным неравномерным деформациям. Рациональное решение при выборе мер защиты сооружений может быть найдено только технико-экономическими сравнениями. При этом необходим комплексный учет требований экономичности, надежности, долговечности, технологичности и эстетики, что представляет значительные трудности, поскольку стремление наиболее полно удовлетворить одному из перечисленных требований приводит к невыполнению других.

Имеющийся опыт проектирования и строительства в сложных грунтовых условиях, а также результаты натурных исследований сооружений на различных видах деформируемых оснований свидетельствуют об эффективности во многих случаях практики приспособления конструкций сооружений к полному или частичному восприятию неравномерных деформаций основания. Такое приспособление может осуществляться либо путем усиления конструкций и повышения жесткости сооружений, либо путем придания конструкциям максимальной гибкости.

По жесткой конструктивной схеме обычно проектируются многоэтажные бескаркасные и каркасные здания, сооружения башенного типа (силосы, элеваторы, водонапорные башни, дымовые трубы и т. п.), подземные сооружения, в которых недопустимо нарушение сплошности ограждающих конструкций. В качестве строительных мер защиты применяется устройство фундаментных и поэтажных железобетонных поясов, фундаментных связей-распорок, фундаментов в виде сплошных железобетонных балок или плит, перекрестных балок, балок-стенок и т. п. Большие по протяженности сооружения разделяются осадочными швами на короткие жесткие отсеки с устройством между ними деформационных швов. В конструкциях сооружений, проектируемых по жесткой схеме, могут возникать значительные дополнительные усилия, обусловленные воздействием неравномерных деформаций основания, поэтому такие сооружения должны обязательно рассчитываться на восприятие указанных дополнительных усилий.

Увеличивая гибкость конструкций, можно существенно снизить дополнительные усилия. Гибкие схемы целесообразны для одноэтажных каркасных зданий. При применении, например, статически определимой схемы каркасного здания дополнительных усилий вследствие неравномерных деформаций основания практически не должно возникать, и предельные деформации ограничиваются эксплуатационными требованиями к сохранению проектных уровней и уклонов. Для обеспечения нормальной эксплуатации таких зданий обычно предусматривается возможность их выравнивания.

Иногда применяют комбинированные конструктивные схемы, проектируя надземную часть по жесткой схеме, а подземную — по податливой или наоборот.

Одним из основных процессов проектирования является, как известно, расчет сооружений. Особенно высока роль расчета при проектировании сооружений в сложных инженерно-геологических условиях, где он определяющим образом влияет на выбор тех или иных мер защиты сооружений, размеров элементов конструкций, расстояний между осадочными швами и т. д., а также на расход материалов, стоимость и трудоемкость строительства. Поэтому на достоверность расчета, на полноту и характер учета в нем действительных условий совместной работы сооружения и основания, необходимо обращать самое серьезное внимание. Нет нужды пояснять, что только такая постановка задачи может обеспечить правильный расчет сооружений на деформируемом основании.

2. Установление допускаемых деформаций сооружений

Достаточно сложной и дискуссионной проблемой является установление допускаемых деформаций и повреждений сооружения, вызываемых деформациями основания. Само понятие деформированности сооружения в связи с осадками его основания до сих пор весьма неопределенно и субъективно: одни исследователи относят к числу деформированных сооружения, в которых появились первые трещины в несущих и ограждающих конструкциях, другие считают деформированным сооружение, полностью потерявшее свою эксплуатационную пригодность.

При оценке состояния сооружения целесообразно рассматривать два вида деформаций: допускаемые и предельные. Допускаемыми следует считать деформации, при которых для дальнейшей эксплуатации сооружения не требуется ремонта или достаточно проведения текущих ремонтных и наладочных работ. В тех случаях когда по эксплуатационным соображениям (например, для обеспечения нормальных условий работы технологического оборудования) к конструкциям сооружения предъявляются повышенные требования к стабильности их положения, могут задаваться пониженные значения допускаемых деформаций. Предельными следует считать такие деформации, превышение которых может вызвать аварийное состояние сооружения, потерю материальных ценностей или будет угрожать безопасности людей.

В литературе допускаемые деформации, дающие нижнюю оценку параметров деформированного состояния, часто называют предельными. Правильнее предельными считать деформации, дающие верхнюю оценку параметров деформированного состояния, при которых еще обеспечивается несущая способность конструкций. В дальнейшем изложении под допускаемыми и предельными деформациями сооружения будем подразумевать совместные деформации основания и сооружения, характеризующиеся средней осадкой,

относительным прогибом или выгибом, относительной неравномерностью осадок двух фундаментов, креном. Под допускаемыми и предельными деформациями основания — исходную (до возведения сооружения) деформативность основания, характеризующую: модулями деформации слоев грунта; осадками основания от нагрузок, приложенных на его поверхности (без учета влияния жесткости конструкций сооружения на перераспределение нагрузок на основание); оседаниями поверхности основания, вызываемыми подземными горными работами, понижением уровня подземных вод, карстово-суффозионными процессами и т. п.

Исследования по установлению допускаемых деформаций сооружений проводились в разных странах. Основные результаты в этой области были получены в 50 — 60-е годы; в последующем они дополнялись и уточнялись. Допускаемые деформации сооружений устанавливались, как правило, путем статистической обработки результатов натурных наблюдений за осадками сооружений и сопоставлениями этих осадок с деформациями и повреждениями конструкций. Интересно отметить, что полученные в разных странах и в различных грунтовых условиях значения осадок сооружений, вызывающие недопустимые повреждения конструкций, оказались весьма близкими. Недостатком такого метода установления допускаемых деформаций сооружений является то, что получаемые в результате выводы могут быть распространены только на сооружения, аналогичные исследованным и запроектированным при тех же запасах прочности.

Другое направление выявления допускаемых деформаций сооружений состоит в теоретическом исследовании напряженно-деформированного состояния конструкций, вызываемого как действующими на них нагрузками, так и деформациями основания.

Значения допускаемых осадок и разности осадок фундаментов сооружений зависят от чувствительности сооружений к неравномерным осадкам, т. е. от сопротивляемости сооружения возникающим при этом усилиям. Все сооружения по их чувствительности к неравномерным осадкам разделяются на три группы.

1. Гибкие сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок (например, каркасные здания в виде шарнирно-связевых систем). Под нагрузкой от гибких сооружений грунты основания деформируются, и сооружения, в свою очередь, деформируясь, следуют за деформациями основания. Если сооружение абсолютно гибкое, то оно приспособляется к деформациям основания и никаких дополнительных усилий в его конструкциях не появляется.

2. Сооружения конечной жесткости, в конструкциях которых возникают усилия от неравномерных осадок и значения этих усилий зависят от совместных деформаций основания и конструкций (например, каркасные здания в виде рамных систем с жесткими

узлами, бескаркасные многоэтажные здания). Эти сооружения могут следовать за осадками лишь частично и в зависимости от жесткости конструкций обеспечивать ту или иную степень выравнивания неравномерных осадок основания.

3. Абсолютно жесткие сооружения (например, дымовые трубы, силовы, мачты), для которых существенное значение имеет только крен.

3. Допускаемые деформации сооружений в обычных грунтовых условиях

К обычным грунтовым условиям относятся основания, сложенные песчаными, глинистыми (непросадочными и ненабухающими), крупнообломочными и скальными грунтами. Для таких грунтовых условий наиболее полные данные по допускаемым деформациям сооружений содержатся в СНиП 2.02.01-83 [18]. Указанные данные базируются на анализе материалов натурных наблюдений за осадками оснований и на сопоставлении этих осадок с состоянием конструкций и условиями их эксплуатации. Значения допускаемых деформаций сооружений, принятые в указанных нормах, приведены в табл. 2.1. Данными этой таблицы можно пользоваться в следующих случаях:

только для перечисленных в таблице сооружений, когда их конструкции не рассчитаны на усилия, возникающие при взаимодействии сооружений с основанием;

если отсутствуют технологические или архитектурные требования к деформациям сооружения (изменение проектных уровней и положений сооружения в целом, отдельных его элементов и оборудования, включая требования к нормальной работе лифтов, кранового оборудования и т. п.);

при структурно-устойчивых грунтах, когда деформации основания происходят в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок, передаваемых фундаментами.

Приведенные в таблице значения допускаемых деформаций сооружений в известной степени гарантируют от появления недопустимых для нормальной эксплуатации сооружений трещин и повреждений, а также изменений проектных уровней и положений. Следует отметить, что эти значения отражают совместную деформацию основания и сооружения, где большую роль играет жесткость сооружения. Однако при расчете деформаций оснований для сравнения их с допускаемыми величинами жесткость сооружения обычно не учитывается, т. е. неравномерность осадок основания вычисляется без учета перераспределения нагрузок между фундаментами. Такой подход вполне правомерен для гибких сооружений, а для жестких идет в "запас прочности". Для сравнения в табл. 2.1 приведены данные по допускаемым деформациям сооружений, предлагаемые другими стандартами и рекомендациями.

4. Допускаемые и предельные деформации сооружений на подрабатываемых территориях

В настоящее время накоплен большой опыт проектирования, строительства и эксплуатации сооружений на подрабатываемых территориях угольных месторождений. Возможность ведения горных работ под застроенными территориями зависит от того, будет ли обеспечена сохранность сооружений на поверхности. Поэтому установление не только допускаемых, но и предельных деформаций сооружений представляет для угледобывающей промышленности чрезвычайно важную задачу. Решению этой задачи были посвящены обширные многолетние исследования, проведенные на подрабатываемых территориях.

Таблица 2.1
Допускаемые деформации сооружений

Сооружения и элементы конструкций	Относительная разность осадок (перекос) $\Delta s/l$	Крен i	Средняя s или (в скобках) максимальная s_{max} осадка, см
По СНиП 2.02.01-83			
1. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	(16)
2. Производственные и гражданские одно- и многоэтажные здания с полным каркасом (здесь l — расстояние между осями фундаментов):			
железобетонные рамы без заполнения	0,002	—	(8)
то же, с заполнением	0,001	—	(8)
стальные рамы без заполнения	0,004	—	(12)
то же, с заполнением	0,002	—	(12)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами (здесь l — полудлина здания):			
из крупных панелей	0,0016	0,005	10
из кирпичной кладки без армирования	0,002	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	16

Продолжение табл. 2.1

Сооружения и элементы конструкций	Относительная разность осадок (перекос) $\Delta s/l$	Крен i	Средняя s или (в скобках) максимальная s_{max} осадка, см
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	—	0,003	40
то же, сборной конструкции	—	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	—	0,004	40
то же, сборной конструкции	—	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	—	0,004	25
6. Дымовые трубы высотой H , м:			
$H \leq 100$	—	0,006	40
$100 < H \leq 200$	—	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	—	$1/(2H)$	20
$H > 300$	—	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	—	0,004	20
7. Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземленные	—	0,002	20
то же, электрически изолированные	—	0,001	10
изолированные радиобашни	0,002	—	—
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	—	—
отдельные блоки башен	0,001	—	—
8. Опоры воздушных линий электропередачи (здесь l — расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками — расстояние между осями сжатого фундамента и анкера):			

4. 6-510

Продолжение табл. 2.1

Сооружения и элементы конструкций	Относительная разность осадок (перекос) $\Delta s/l$	Крен i	Средняя s или (в скобках) максимальная s_{max} осадка, см
промежуточные прямые анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств специальные переходные	0,003	0,003	—
	0,0025	0,0025	---
	0,002	0,002	---

Примечания: 1. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1) выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %. 2. Для сооружений, перечисленных в поз. 1 — 3, с фундаментами в виде сплошных плит допускаемые значения средних осадок можно увеличивать в 1,5 раза. 3. Допускаемые значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, можно принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50 % соответствующих допускаемых значений деформаций, приведенных в поз. 1 — 3.

По стандарту Австралии проектирования плит и фундаментов жилых зданий

9. Рамные каркасы с несущими ограждающими конструкциями	0,0033	—	(4)
10. Шарнирно присоединенные каменные облицовки	0,0025	—	(3)
11. Навесные каменные облицовки	0,0017	---	(2)
12. Шарнирно присоединенные сплошные каменные кладки	0,0013	—	(1,5)
13. Сплошные каменные кладки (здесь s_{max} — максимальная разность осадок)	0,0005	—	(1)

По рекомендации Дж. Ф. Сауерса

14. Железобетонные каркасы зданий	0,0025 — 0,004	—	(5 — 10)
15. Стальные каркасы неразрезные	0,002	—	(5 — 10)
16. То же, с шарнирными соединениями колонн с ригелями	0,005	—	(5 — 10)

Продолжение табл. 2.1

Сооружения и элементы конструкций	Относительная разность осадок (перекос) $\Delta s/l$	Крен i	Средняя s или (в скобках) максимальная s_{max} осадка, см
17. Одноэтажные кирпичные промышленные здания (появление трещин в стенах)	0,002	—	—
18. Высокие кирпичные неразрезные стены	0,0005 — 0,001	—	(2,5 — 5)
19. Железобетонные несущие (назесные) стены	0,003	—	—
20. Алебастровая штукатурка (появление трещин)	0,001	—	—
21. Складские сооружения	—	0,01	—
22. Опоры под катящиеся устройства	—	0,01	—
23. Дымовые трубы и башенные сооружения	—	0,004	—
24. Машины текстильной промышленности	—	0,003	—
25. Турбогенераторы	—	0,0002	—
26. Крановые пути	—	0,003	—
27. Полы с водостоками	—	0,01 — 0,02	—

По рекомендации П. А. Коновалова и Ю. К. Иванова

28. Резервуары металлические объемом V , тыс. м ³ :			
$V \leq 10$ { для днища	0,008/0,003	0,007/0,006	11/8
{ для контура	0,008/0,0065	—	—
$10 < V \leq 20$ { для днища	0,006/0,0026	0,007/0,005	15/10
{ для контура	0,01/0,008	—	—
$20 < V \leq 60$ { для днища	0,004/0,002	0,007/0,006	18/13
{ для контура	0,01/0,01	—	—
(для днища l — диаметр резервуара; для контура $l = 6$ м; над чертой — в эксплуатационный период; под чертой — при гидравлических испытаниях резервуара)			

Продолжение табл. 2.1

Сооружения и элементы конструкций	Относительная разность осадок (перекос) $\Delta s/l$	Крен i	Средняя s или (в скобках) максимальная s_{max} осадка, см
По рекомендации С. Н. Клепикова и И. А. Розенфельда для зданий с конструктивными мерами защиты от деформаций оснований на просадочных грунтах			
29. Одноэтажные здания с железобетонным и стальным каркасом с шарнирным креплением ригелей к колоннам в двух направлениях при шаге колонн 6 и 12 м; бескаркасные здания при отношении высоты к длине $H/(2l) \leq 0,75$	—	—	40
30. То же, с жестким креплением ригелей к колоннам в поперечном направлении и шарнирным в продольном при шаге колонн 6 и 12 м	—	—	25
31. Многоэтажные каркасные здания рамной, связевой и рамно-связевой системы высотой не более 5 этажей; бескаркасные здания при $H/(2l) \leq 0,75$	—	0,008	20
32. Многоэтажные каркасные здания рамные и бескаркасные при $H/(2l) > 0,75$ на плитных фундаментах	—	0,008	25 — 40
По рекомендации С. Н. Сотникова для существующих зданий, вблизи которых планируется возведение новых			
33. Бескаркасные здания со стенами из крупных панелей при степени повреждений (см. далее табл. 2.6):			
1	0,002	0,004	(4)
2	0,001	0,002	(3)
3	0,0007	0,002	(2)
34. Бескаркасные здания со стенами из кирпича или крупных блоков без армирования при степени повреждений:			
1	0,003	0,004	(4)
2	0,0015	0,002	(3)
3	0,001	0,002	(2)

Окончание табл. 2.1

Сооружения и элементы конструкций	Относительная разность осадок (перекос) $\Delta s/l$	Крен i	Средняя s или (в скобках) максимальная s_{max} осадка, см
35. То же, с армированием или железобетонными поясами при степени повреждений:			
1	0,0035	0,004	(6)
2	0,0018	0,004	(4)
3	0,0012	0,003	(3)

Примечание: В поз. 33 — 35 s_{max} — дополнительная осадка существующего здания возле линии примыкания нового здания; $\Delta s = s_{max} - s_{min}$, где s_{min} — осадка точки, отстоящей от линии примыкания на расстоянии l , которое устанавливается в зависимости от конструкции зданий.

Таблица 2.2

Допускаемые и предельные деформации гражданских зданий с несущими кирпичными стенами без армирования, возведенных на подрабатываемых территориях (l — полудлина здания)

Здания	Число этажей	Относительная разность осадок $\Delta s/l$		Ширина раскрытия трещин в стенах и фундаментах, мм			
		допускаемая	предельная	допускаемая		предельная	
				средняя	максимальная	средняя	максимальная
Общественные здания, имеющие особую значимость, монументальные здания, здания с большими залами пролетом более 18 м	1 — 3	0,002	0,0036	2	3	11	16
	4 — 6	0,0018	0,0022	2,5	4	6	9
Детские дошкольные учреждения, больницы, поликлиники, школы, родильные дома, бани, театры	1 — 3	0,0024	0,004	3	5	15	25
	4 — 5	0,002	0,0026	4	6	8	12
Жилые здания, гостиницы	1 — 3	0,0028	0,004	6	9	16	26
	4 — 5	0,0022	0,0026	5	7	8	12
Учреждения общественного обслуживания, вспомогательные здания	1 — 3	0,0032	0,004	7	11	16	25
	4 — 5	0,0024	0,0026	7	10	8	12

Таблица 2.3

Допускаемые и предельные крены основания для инженерных сооружений и технологического оборудования, находящихся на подрабатываемых территориях

Сооружения и технологическое оборудование	Крен	
	допускаемый	предельный
Силосные корпуса длиной до 30 м на железобетонном фундаменте	0,007	0,012
Водонапорные башни на бетонном и бутобетонном фундаменте	0,008	0,012
Угольные башни	0,008	—
Дымовые трубы кирпичные и железобетонные высотой H , м:		
$H \leq 20$	0,01	0,014
$20 < H \leq 30$	0,008	0,014
$30 < H \leq 40$	0,007	0,014
$40 < H \leq 50$	0,006	0,014
$50 < H \leq 60$	0,006	0,01
$60 < H \leq 70$	0,0045	0,01
$70 < H \leq 100$	0,004	0,01
Телевизионные и радиорелейные башни высотой H , м:		
$H \leq 50$	—	0,007
$H > 50$	—	0,005
Стальные копры	0,006	—
Поршневые компрессоры	0,004	0,006
Подкрановые пути мостовых кранов:		
в поперечном направлении	0,005	—
в продольном направлении	0,006	—
Котлы:		
вертикальные водотрубные	—	0,01
горизонтальные жаротрубные	—	0,012
Токарные и продольнострогальные крупногабаритные (длиной более 6 м) станки	0,005	—

На основе обобщения опыта подработки большого числа различных сооружений и проведенного статистического и физического анализа взаимосвязи деформаций земной поверхности и подрабатываемых объектов установлены значения допускаемых и предельных деформаций сооружений [13]. Эти данные, обработанные нами для удобства сопоставления с табл. 2.1, представлены в табл. 2.2 и 2.3. Заметим, что применительно к подрабатываемым территориям для ряда сооружений установлены также допускаемые и предельные значения горизонтальных деформаций земной поверхности, которые здесь не рассматриваются.

При назначении допускаемых и предельных значений перекосов $\Delta s/l$ подрабатываемых зданий за основной критерий при оценке их повреждений принималась ширина раскрытия трещин в сте-

Таблица 2.4

Предельные перекосы конструкций каркасных, крупнопанельных и крупноблочных зданий

Конструкции	Перекосы $\Delta s/l$
Монолитные железобетонные балки каркасов из бетона класса В10 и ниже с площадью сжатой опорной арматуры менее 20 % площади растянутой	0,001
То же, из бетона класса В10 — В15 с площадью сжатой опорной арматуры 20 — 30 % площади растянутой	0,003
То же, из бетона класса В15 и выше с площадью сжатой опорной арматуры более 50 % площади растянутой	0,005
Сборные железобетонные балки каркасных зданий	0,007
Перемычечные блоки крупноблочных зданий	0,01
Перемычки комплексного сечения крупнопанельных зданий, включающие надпроемную часть нижней панели, участок перекрытия и подпроемную часть верхней панели по проемам:	
оконным	0,005
балконным	0,01
Стальные балки каркасных зданий	0,015
Железобетонные колонны с площадью поперечного сечения менее $0,1 \text{ м}^2$	0,004
То же, более $0,15 \text{ м}^2$	0,002
Стальные колонны	0,01
Перемычки комплексного сечения кирпичных зданий, включающие железобетонную перемычку и расположенную над ней кирпичную кладку	0,004
То же, включающие железобетонный пояс симметричного сечения и кирпичную кладку	0,007
Кирпичные колонны	0,004

Таблица 2.5

Допускаемые и предельные горизонтальные перекосы этажей, принятые в сейсмостойком строительстве

Конструкции зданий	Горизонтальный перекося этажа $\Delta u/h$	
	допускаемый	предельный
Многоэтажные стальные каркасы:		
рамный	0,0025	0,0067
рамно-связевый и связевый	0,002	0,004
пространственный рамно-связевый	0,0017	0,0025
Многоэтажные железобетонные рамные каркасы с навесными панелями	—	0,4
То же, рамно-связевые каркасы и бескаркасные крупнопанельные здания	—	0,0025
Несущие стены из кирпича	—	0,002

нах и фундаментах (см. табл. 2.2). На базе многолетнего опыта подработки гражданских зданий установлено, что для обычных жилых и административных зданий отдельные трещины в стенах и фундаментах с раскрытием до 10 мм, как правило, не приводят к нарушению режима эксплуатации. В то же время для зданий дру-

гого назначения, например, больниц, театров, школ и т. д., такие повреждения влекут за собой изменения (хотя бы частично) режима эксплуатации. Поэтому было признано необходимым разделение зданий на ряд групп, объединяющих сходные по характеру эксплуатации, общественной значимости и конструктивным особенностям здания. В табл. 2.2 допускаемые перекосы приняты в пределах 0,0018 — 0,0032 в зависимости от назначения и этажности здания, а в табл. 2.1 для подобных зданий в обычных грунтовых условиях принято одно значение, равное 0,002. Большим достоинством табл. 2.2 и 2.3 является то, что они содержат значения предельных деформаций сооружений. Из сопоставления значений допускаемых и предельных деформаций можно установить запас прочности сооружений, что весьма важно для выбора защиты сооружений от неравномерных деформаций основания.

Для некоторых конструкций каркасных, крупнопанельных и крупноблочных зданий в табл. 2.4 даны предельные перекосы элементов, установленные на основе проведенных экспериментальных исследований, подтвержденных нелинейными статическими расчетами, и по данным натурных обследований конструкций эксплуатируемых зданий, находящихся на подрабатываемых территориях [10, 16].

В табл. 2.5 для сравнения приведены принятые в сейсмостойком строительстве допускаемые и предельные перекосы этажей некоторых зданий в горизонтальном направлении. Соблюдение этих перекосов предотвращает значительные повреждения несущих и ограждающих конструкций и обеспечивает сохранение эксплуатационной пригодности зданий при сейсмических воздействиях.

5. Допускаемые повреждения конструкций

Повреждения в конструкциях сооружений, вызванные деформациями оснований, чаще всего проявляются в виде трещин в фундаментах, стенах, перекрытиях, колоннах и других элементах конструкций. В обычных грунтовых условиях деформации оснований наиболее активно развиваются в период строительства и продолжают в разной степени в период эксплуатации. Если при этом в конструкциях появляются какие-либо повреждения, то значительная часть их легко ликвидируется в процессе строительства сооружения. В особых грунтовых условиях опасные для сооружений деформации оснований возникают, как правило, в период эксплуатации.

Степень повреждения конструкций сооружений определяется шириной раскрытия трещин, их расположением, протяженностью и количеством.

О классификации степеней повреждения бескаркасных зданий дает представление табл. 2.6, принятая в стандарте Австралии по проектированию конструкций жилых зданий [28].

Появление видимых трещин в кирпичной кладке связано с превышением ее предельной растяжимости или сжимаемости. Предельные деформации растяжения кладки принимаются равными 0,0002, а предельные деформации сжатия — 0,001. При наличии армирования эти значения увеличиваются на 25 %.

Таблица 2.6

Классификация повреждений бескаркасных зданий

Степень повреждений	Ширина раскрытия трещин, мм	Характер повреждений
0	< 0,1	Волосные трещины, не принимаемые во внимание
1 (очень незначительная)	< 1	Мелкие трещины на внутренних стенах, легко устраняемые обычной покраской. Редкие почти невидимые трещины на наружных стенах
2 (незначительная)	< 5	Много трещин на внутренних стенах, легко затираемых. (может потребоваться ремонт). Немного видимых трещин на наружных стенах. Возможны незначительные перекосы дверей и окон
3 (умеренная)	5 — 15	Двери и окна заклиниваются. Часто повреждаются противодождевые уплотнения. Могут быть разрывы трубопроводов. (Трещины могут быть заделаны. Небольшие участки кладки могут потребовать замены)
4 (тяжелая)	15 — 25	Значительный перекося оконных и дверных коробок, значительные наклоны полов, стен или здания в целом. Балки перекрытий частично сдвигаются из опорных участков. Имеются разрывы трубопроводов. (Капитальный ремонт, включающий разборку и замену участков стен, особенно над дверями и окнами)
6 (очень тяжелая)	> 25	Балки перекрытий выходят из опор, стены имеют большие наклоны и требуют подпорок. Окна разрушены и перекошены. Опасность обрушения стен и перекрытий. (Требуется частичная или полная перестройка здания)

Необходимо обратить внимание на следующее обстоятельство. Допускаемый перекося 0,002 кирпичных стен в обычных грунтовых условиях был установлен на основе накопленного опыта строительства и эксплуатации зданий. В этих грунтовых условиях геодезические измерения осадок зданий, которые сопоставлялись с появлением и раскрытием трещин, производили обычно по маркам, установленным на уровне цоколя, начиная чаще всего с момента возведения подвала или первого этажа. При возведении нижних этажей, когда жесткость здания еще невелика, по маркам в цокольной части фиксируются наибольшие неравномерности осадок, которые выравниваются по мере повышения этажности и увеличения общей жесткости здания. Кроме того, возникающие нарушения горизонтальности кладки или повреждения конструкций легко устраняются в процессе строительства. Поэтому в стадии полностью возведенного здания фактические перекося этажей

оказываются меньше, чем измеренные по цоколю. Но возникновение трещин в стенах увязывается со значением перекоса, полученного по цоколю: среднестатистические данные показывают, что перекосы, равные 0,002, соответствуют возможному возникновению трещин раскрытием не более 0,5 — 1 мм. В то же время при испытаниях кирпичной кладки трещины появляются при перекосе, равном 0,001.

На подрабатываемых территориях измерения осадок зданий производились в период их эксплуатации, когда проявлялись неравномерные деформации земной поверхности от подработок. Здесь уже зафиксированные по цоколям перекосы отражают перекосы здания в целом. Наблюдения показали, что в таких инженерно-геологических условиях при перекосах, равных 0,002, раскрытие трещин достигало 2 — 4 мм. Подобные данные были получены и при анализе результатов натурных наблюдений за деформациями кирпичных зданий на оттаивающих грунтах: при перекосе, равном 0,002, в основном распространены волосные трещины, ряд трещин до 3 — 5 мм, отдельные трещины до 8 — 10 мм. Такие повреждения не нарушали нормальной эксплуатации зданий.

В железобетонных конструкциях определяемая расчетом ширина раскрытия трещин не должна превышать 0,1 — 0,3 мм, что обеспечивает сохранность арматуры в различных условиях эксплуатации (в грунте, на открытом воздухе, в закрытом помещении). В стеновых панелях зданий раскрытие трещин, пересекающих рабочую арматуру, не должно превышать 0,3 мм; взаимный сдвиг панелей — 0,6 мм; раскрытие трещин в бетоне омоноличивания стыковых соединений, имеющих антикоррозионное покрытие — 11 мм. Раскрытие трещин, не пересекающих рабочую арматуру панелей, следует ограничивать из условия обеспечения необходимой звукоизоляции (для внутренних конструкций) или тепло- и водоизоляции (для наружных конструкций).

Указанные условия по раскрытию трещин в среднем соблюдаются при выполнении рекомендаций табл. 2.1 по допускаемым деформациям сооружений.

Предельная растяжимость бетона принимается равной 0,00015, предельная сжимаемость — 0,0025 — 0,0045.

При значительных деформациях оснований соблюдение требований по ширине раскрытия трещин не более 0,3 мм может приводить к весьма большим затратам на меры защиты сооружений от неравномерных деформаций основания. Поэтому в некоторых случаях допускают возникновение повреждений, превышающих нормативные значения, так как восстановительные работы оказываются дешевле защитных мероприятий.

Следует заметить, что выбор регламентируемых деформаций сооружений должен производиться на базе экономических и социальных критериев. Увеличение сопротивляемости сооружений воз-

действиям деформаций основания ведет, с одной стороны, к увеличению единовременных затрат на строительство объекта, с другой, к снижению расходов, связанных с возможным ремонтом конструкций от влияния деформаций основания.

Таким образом, задача выбора уровня регламентируемых деформаций сооружения сводится к некоторому разумному сбалансированию единовременных и эксплуатационных затрат с учетом назначения сооружения. Например, в сооружениях без постоянного пребывания большого числа людей и без наличия особо ценного оборудования могут быть допущены довольно существенные повреждения отдельных элементов при обязательном сохранении их прочности и устойчивости. Поэтому объем защитных мероприятий для них можно принимать минимальный. А для сооружений, в которых по эксплуатационным или социальным соображениям повреждения должны быть минимальными или практически не допускаться совсем, защитные мероприятия должны полностью обеспечить требуемые эксплуатационные качества сооружения. В целом это весьма сложная многокритериальная оптимизационная задача, решение которой еще не получено.

6. Расчетно-теоретический путь установления регламентируемых деформаций сооружений

Допускаемые и предельные значения совместных неравномерных деформаций основания и сооружения по требованиям прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, а также по технологическим и архитектурным требованиям, могут также устанавливаться расчетом в зависимости от особенностей конструктивного решения сооружения и деформационных свойств грунтов. Однако традиционные линейно-упругие методы расчета сооружений создают представление о резко преуменьшенном допустимом значении неравномерных деформаций сооружения и основания, не согласующемся с фактическими данными. Поэтому, применяя теоретический подход, следует правильно выбрать расчетные схемы сооружений и оснований, а также метод расчета.

Современный уровень вычислительной техники позволяет использовать достаточно точные расчетные схемы, отражающие основные факторы, которые определяют напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения: может учитываться пространственная работа конструкций, физическая и геометрическая нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства конструкционных материалов и грунтов. При этом следует иметь в виду, что по сравнению с грунтами свойства конструкционных материалов более стабильны и более детально изучены.

В зависимости от типа сооружений их расчетные схемы могут приниматься в виде балки, плиты, системы перекрестных балок,

рамы, оболочки, пластинчатой и пластинчато-стержневой системы. Многоэтажные бескаркасные здания можно моделировать пространственными или плоскими системами, состоящими из пластинок (с проемами или без проемов), соединенных между собой сосредоточенными или распределенными связями. Для каркасных зданий расчетные схемы принимаются в виде рам с жесткими или податливыми узлами, опирающихся на отдельные опоры, балочные или плитные фундаменты.

Для основания могут применяться расчетные схемы в виде линейно или нелинейно деформируемого полупространства, слоя, коэффициента жесткости (винклеровское основание с переменным коэффициентом жесткости). При решении практических задач, связанных с оценкой напряженно-деформированного состояния конструкций от деформационных воздействий основания, целесообразно пользоваться расчетной схемой переменного коэффициента жесткости как наиболее простой и дающей вполне достаточную точность. Эффективность этой расчетной схемы была подтверждена проведенными в 1981 — 1987 гг. под руководством автора натурными испытаниями бескаркасных зданий на воздействия неравномерных оседаний основания (см. далее п. 7 гл. 5).

Расчет сооружений на воздействия неравномерных деформаций основания целесообразно производить в нелинейной постановке. При этом для обычных грунтовых условий основание может приниматься линейно деформируемым, а конструкции — нелинейно деформируемыми. Учет нелинейной работы конструкций позволяет более достоверно устанавливать фактическое распределение жесткостей в элементах сооружения и на этой основе снижать расчетные значения усилий в наиболее нагруженных сечениях по сравнению с линейно-упругим расчетом. В особых грунтовых условиях необходимо также учитывать и нелинейную деформируемость основания.

К решению нелинейных задач имеются различные подходы, однако все они основаны на тех или иных итерационных процессах. Основной частью такого расчета является вычисление жесткостных характеристик элементов конструкций и основания по известным из предыдущего этапа расчета усилиям по перемещениям и определение усилий и перемещений в линейно деформируемой системе.

При нелинейном расчете сооружений на воздействия деформаций основания целесообразно принимать условия прочности сечений конструкций в виде уравнения, включающего допускаемые (или предельные) деформации материалов, а не их прочностные характеристики [16]:

$$D \leq D_u/k,$$

где D — обобщенная деформация в сечении (например, кривизна); D_u — предельное значение обобщенной деформации сечения, которое определяется по предельным деформациям материалов; k — коэффициент безопасности по материалам, принимаемый большим единицы.

В этом случае при анализе предельных состояний по прочности не рассматривается напряженное состояние, как это традиционно делается, а все сопоставления даются только по деформациям. Коэффициент безопасности по материалам может назначаться с учетом ограничения ширины раскрытия трещин, прогибов, перекосов и т. п. В настоящее время использованию деформационного критерия в форме ограничения нелинейных деформаций и перемещений соответственно для отдельных сечений или элементов, а также для сооружений в целом уделяется все большее внимание. Это обусловлено тем, что в нелинейной области небольшим изменениям нагрузок и воздействий соответствуют еще меньшие изменения максимальных усилий в перенапряженных элементах конструкций и существенные изменения местных деформаций.

Например, предельным состоянием рамной железобетонной конструкции по прочности принимается такое деформированное состояние, при котором хотя бы в одном сечении достигается предельная сжимаемость бетона или предельная растяжимость стали. Предельные перемещения элементов каркаса, удовлетворяющие условиям прочности, но не удовлетворяющие условиям раскрытия трещин, определяются в результате статического расчета из условия достижения в материалах конструкций следующих деформаций: сжатия в бетоне 0,0032; растяжения в арматуре $0,5 \epsilon_u$ (где ϵ_u — величина деформации в арматуре в момент образования шейки разрыва).

Аналогичный подход может применяться и при проектировании стальных каркасов в отношении прогибов их элементов. При этом фибровые деформации в стальных элементах не должны превышать $0,5 \epsilon_u$.

Расчеты производятся методом последовательных нагружений с итерационным уточнением жесткостей сечений конструкций сооружения на каждом уровне нагрузки. В расчетах одновременно с усилиями выявляются деформации и перемещения элементов сооружения, поэтому удовлетворение любых ограничений по деформациям и перемещениям не представляет каких-либо затруднений. Достоверность методики подтверждена вполне удовлетворительным согласованием расчетных и экспериментальных данных, полученных при испытании железобетонных каркасов на вынужденные смещения опор.

7. Определение допускаемых и предельных деформаций основания

Рассмотрим на примере рамного каркасного здания (рис. 2.1), каким образом можно использовать данные по допускаемым и предельным деформациям сооружений для определения допускаемых и предельных деформаций основания, а также необходимости вы-

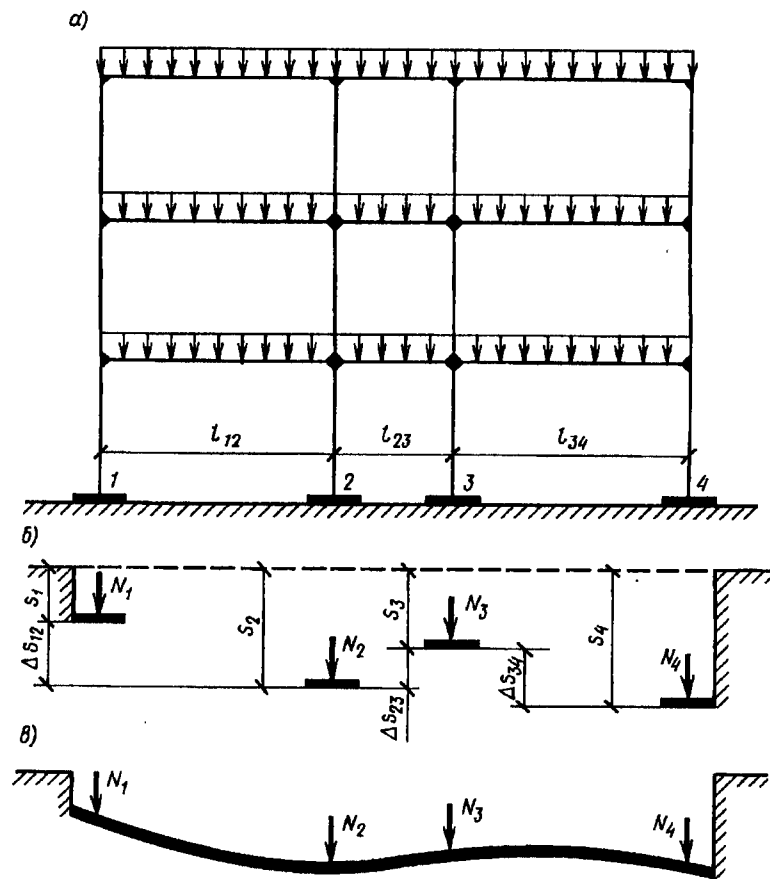


Рис. 2.1. Осадки фундаментов каркасного здания:
а — расчетная схема каркаса; б — осадки и разности осадок отдельных фундамен-
тов; в — осадки ленточного фундамента

полнения расчета сооружения во взаимодействии с основанием. Каркас здания сборный железобетонный с жесткими узлами. Допускаемые перекосы ригелей приняты равными 0,002 (см. табл. 2.1), предельные перекосы — 0,007 (см. табл. 2.4). Здание проектируется для строительства на неравномерно сжимаемых грунтах. Разности осадок смежных фундаментов составляют Δs_{12} , Δs_{23} , Δs_{34} ; соответствующие перекосы $\Delta s_{12}/l_{12}$, $\Delta s_{23}/l_{23}$, $\Delta s_{34}/l_{34}$.

При сопоставлении полученных перекосов с допускаемыми и предельными их значениями могут встретиться следующие случаи.

1. Ни одно из значений перекосов не превышает 0,002. В этом случае не требуется выполнять расчет каркаса на воздействие не-

равномерных осадок основания и предусматривать защитные мероприятия. Такая деформируемость основания является допускаемой для данного здания.

2. Хотя бы одно из значений перекосов превышает 0,002, а для здания поставлено требование о недопустимости превышения допускаемого перекоса. Для определения необходимости применения и проектирования мер защиты здания от влияния неравномерных осадок основания выполняют статический расчет каркаса. В результате расчета должны быть получены усилия и перемещения в конструкциях от воздействия осадок основания, постоянных и длительных временных нагрузок. При этом может оказаться, что полученные усилия и перемещения не превышают допускаемых для данного здания. Тогда защитные мероприятия не предусматриваются и такая деформируемость основания считается допускаемой. В противном случае необходимо применение конструктивных или геотехнических мер защиты, например в виде устройства ленточного фундамента под всеми колоннами (см. рис. 2.1) или специальной подготовки основания (уплотнение, закрепление грунтов, забивка свай). Деформации основания, которые могут быть восприняты конструктивно усиленным каркасом, являются для него допускаемыми.

3. Для здания по условиям эксплуатации в железобетонных конструкциях может быть допущено раскрытие трещин более 0,3 мм, устраняемых при проведении послеосадочного ремонта. При этом должна быть обеспечена несущая способность конструкций, достигаемая тем, что ни в одном элементе не превышает предельный перекося, равный 0,007. При таком перекосе ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах может достигать 1 мм. Если для всех пролетов соблюдается условие $\Delta s/l > 0,007$, то нет необходимости в проведении расчетов и применении мер защиты от неравномерных осадок основания. Деформации основания, вызывающие такие перекосы, следует рассматривать как предельные. Если хотя бы для одного пролета $\Delta s/l > 0,007$, то следует выполнить расчет и установить необходимость применения защитных мероприятий.

Таким образом, необходимость расчета сооружений во взаимодействии с основанием определяется в результате сопоставления прогнозируемых деформаций основания с допускаемыми или предельными деформациями сооружения. Если сооружение специально рассчитано на воздействие заданных деформаций основания и при необходимости соответствующим образом усилено, то такие деформации основания будут для данного сооружения допускаемыми или предельными.

В строительных нормах и правилах предельные состояния конструкций и оснований подразделяются на две группы: I — по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации; II — по непригодности к нормальной эксплуатации. Рассмотр-

ренные выше допускаемые и предельные деформации относятся ко II группе предельных состояний, поскольку при этих деформациях обеспечивается несущая способность и эксплуатационная пригодность сооружений. Выбор предельных деформаций в качестве критерия эксплуатационной пригодности должен обосновываться технико-экономическими сравнениями с критерием допускаемых деформаций.

В дополнение к допускаемым и предельным деформациям сооружений целесообразно в дальнейшем ввести в рассмотрение третью категорию деформаций — разрушающие деформации, при которых происходит полное разрушение конструкций или сооружений в целом (хрупкое, вязкое, усталостное или иное разрушение; потеря устойчивости формы конструкции или ее положения). Знание величин разрушающих деформаций позволит установить действительный запас прочности сооружения, что весьма важно для выбора эффективных мер его защиты от неравномерных деформаций основания. Например, при испытании в НИИСКе фрагмента рамного железобетонного каркаса со стеновыми панелями допускаемый перекося был получен равным 0,001, предельный — 0,01, а разрушающий перекося составил 0,05. Действительный коэффициент запаса прочности по отношению к допускаемому перекося равен 50, по отношению к предельному — 5.

Следует отметить, что табличные значения допускаемых и предельных деформаций сооружений должны рассматриваться как рекомендуемые (а не строго обязательные), позволяющие при проектировании новых и оценке эксплуатационной пригодности существующих сооружений избежать грубых ошибок.

ТЕОРИЯ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ НА НЕЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМОМ ОСНОВАНИИ

1. Расчетная модель основания для решения контактных задач

В механике грунтов в зависимости от характера исследуемых задач используются различные расчетные модели грунта. При этом приходится, естественно, прибегать к известному упрощению свойств и рассматривать идеализированные среды, обладающие лишь некоторыми решающими для данного круга задач свойствами реальных грунтов. При изучении одних вопросов некоторые факторы принимаются в качестве основных, при изучении других вопросов эти факторы не учитываются, а за основные принимаются совершенно иные факторы. Правильность выбора основных факторов (определяющая ценность построенной на них теории) проверяется соответствующими объективными экспериментами и натурными наблюдениями.

В качестве примеров можно привести такие хорошо известные расчетные модели, как модель линейно деформируемой сплошной среды (полупространство, полуплоскость, слой конечной толщины), модель теории предельного равновесия, модели теории консолидации грунтов, модели теории конструкций на деформируемом основании. В частности, модель линейно деформируемой среды широко применяется при проектировании для определения напряженного состояния грунтовой толщи в целях установления осадок оснований. Однако методы расчета осадок, использующие закономерности этой среды, справедливы только до давлений, не превышающих расчетного сопротивления грунта основания. В то же время модель теории предельного равновесия отвечает такому состоянию сплошной среды, когда во всех ее точках возникают смещения одной части среды относительно другой. С помощью этой модели исследуются вопросы прочности и устойчивости грунтов, находящихся под воздействием различных нагрузок.

При выборе модели основания для расчета сооружений следует иметь в виду, что на характер напряженно-деформированного состояния системы "основание — сооружение" влияет большое число физических факторов, точная количественная оценка которых весьма затруднительна. Неизбежны погрешности в определении деформативных свойств грунтов, в аналитическом описании деформирования элементов железобетонных и других конструкций с увеличением нагрузки и длительности ее действия, при назначении нагрузок

и т. п. Эти обстоятельства предопределяют приближенность решения контактных задач для сооружений на деформируемом основании и делают неоправданным применение чрезмерно сложных моделей основания.

Исходя из действительных механических свойств грунтов, представляется целесообразным, оставляя для грунта расчетную модель в виде той или иной разновидности сплошной среды, использовать при решении контактных задач параметры, характеризующие жесткость основания в зоне контакта с сооружением. В качестве таких параметров принимаются коэффициенты или функции жесткости основания. По физическому смыслу коэффициент жесткости поверхности основания в какой-либо фиксированной точке выражает собой усилие, требуемое для единичного перемещения единицы поверхности в данной точке.

Поведение основания под нагрузкой целиком определяется его коэффициентами жесткости. В общем случае коэффициент жесткости зависит от физических свойств грунта, размеров и форм подошвы фундамента, неоднородности и распределительных свойств грунта, величины и времени действия нагрузки, характера нагружения (простое или сложное). Для определения коэффициентов жесткости необходимо знать перемещения основания от нагрузки. Тогда коэффициент жесткости K для заданной нагрузки в рассматриваемый момент времени может быть представлен в виде следующей интегральной зависимости

$$K = p/\delta, \quad (3.1)$$

где p — нагрузка, приложенная к поверхности основания; δ — перемещение поверхности основания.

Остановимся на общих положениях по оценке жесткости основания при вертикальных перемещениях. В этом случае достаточно найти осадки основания от воздействия равномерно распределенной нагрузки p_m , равной среднему значению давлений под подошвой фундамента и расположенной в пределах площади контакта фундамента с основанием. Коэффициенты жесткости, характеризующие сопротивление поверхности грунта сжатию в различных точках основания, определяются по формуле (3.1). Если нагрузка на отдельных участках основания может существенно отличаться от p_m , что, как правило, наблюдается при значительной неоднородности грунтов и смещениях земной поверхности, необходимо располагать значениями K при различных нагрузках p . В условиях длительного протекания осадок может понадобиться также значение K для различных моментов времени. Таким образом, коэффициенты жесткости определяются исходя из ожидаемых осадок основания под нагрузкой. При этом подсчет осадок может быть выполнен любым методом, которым располагает механика грунтов.

Поскольку коэффициенты жесткости зависят не только от физических свойств грунта, но и от размеров и формы загруженной пло-

щади, а также от других факторов, их следует рассматривать как некоторые обобщенные характеристики основания, используемые для решения контактных задач. Главная задача состоит в том, чтобы разработать для определения коэффициентов жесткости такие методы, которые правильно отражали бы влияние важнейших факторов и включали достаточно устойчивые показатели механических свойств грунта, получаемые в результате инженерно-геологических изысканий. Способы, позволяющие определять коэффициенты жесткости основания с достаточной для практических целей точностью, рассмотрены в литературе [9].

Такую модель основания можно назвать моделью переменного коэффициента жесткости, имея в виду, что она моделирует лишь контактные условия, а не грунтовую толщу. При построении методов решения контактных задач, базирующихся на названной модели, формально принимается, что осадка поверхности основания происходит только в точках приложения нагрузки, т. е. не учитываются распределительные свойства грунта. В действительности же эффект распределительной способности грунта легко учитывается путем соответствующего подбора закона изменения коэффициента жесткости под подошвой сооружения. Модель переменного коэффициента жесткости обладает весьма большой гибкостью в смысле возможности отражения действительных свойств грунтов и обеспечивает вполне достаточную

для приложений точность решения контактных задач для сооружений на деформируемом основании.

Частным случаем модели переменного коэффициента жесткости является хорошо известная винклеровская модель упругого основания. Эта модель обладает свойством линейной упругости и ее коэффициент жесткости, называемый ко-

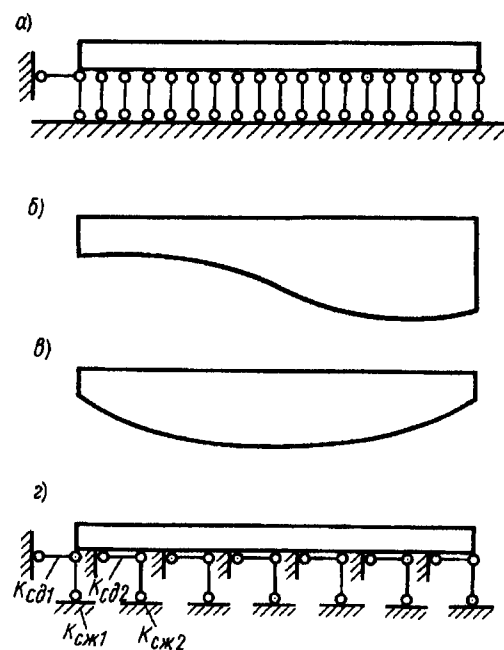


Рис. 3.1. Расчетные схемы основания на примере плоской системы:

a — непрерывное основание (горизонтальные стержни, за исключением одного, условно не показаны); b , $в$ — эпюры коэффициентов жесткости соответственно при сжатии и сдвиге; $г$ — основание в виде отдельных стержней

коэффициентом пропорциональности, принимается постоянным в плане сооружения и зависящим только от вида грунта, что служит причиной справедливой критики.

При расчете сооружений непрерывное основание моделируется совокупностью бесконечного множества не связанных друг с другом опорных стержней, жесткости которых характеризуются соответствующими значениями K (рис. 3.1). Непрерывное основание допускается заменять при расчете отдельными стержнями, коэффициенты жесткости которых должны быть равны жесткостям заменяемых участков непрерывного основания (см. рис. 3.1). Расстояния между отдельными стержнями принимаются исходя из требований, предъявляемых к точности получаемого решения контактной задачи. Деформации основания, не связанные с нагрузкой от сооружения и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания, моделируются смещениями опорных стержней.

В зависимости от особенностей совместной деформации основания и сооружения модель переменного коэффициента жесткости может приниматься в виде:

линейно-упругой системы, работающей на сжатие, растяжение и сдвиг;

нелинейно-упругой или неупругой системы, отражающей нелинейную связь между деформациями и нагрузками на основание в стабилизированном состоянии грунта, различие в деформационных свойствах основания при нагружении и разгрузке, несущую способность основания, нарушение контакта между фундаментом и основанием;

реологической системы, отражающей деформационные свойства основания для различных моментов времени в течение строительного и эксплуатационного периодов (нестабилизированное состояние грунта).

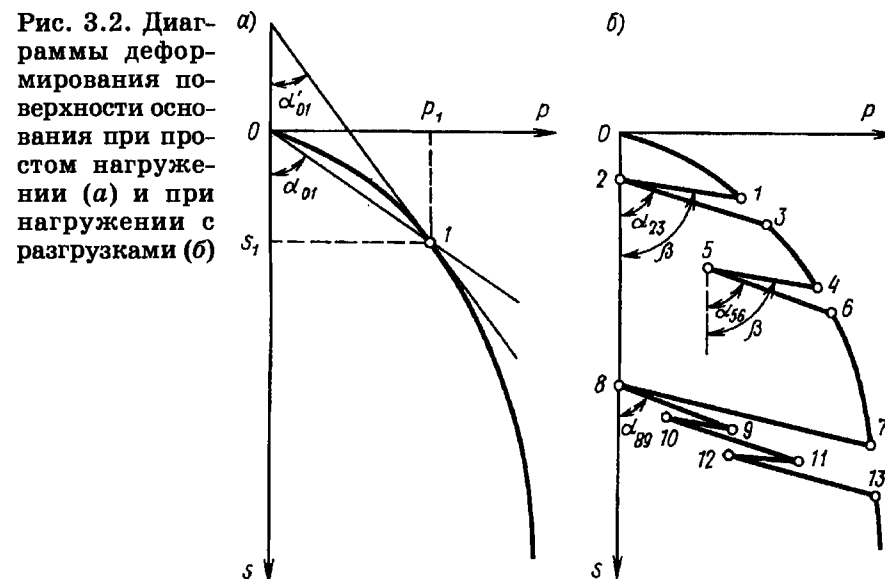
2. Нелинейный закон деформирования поверхности основания

Действительная диаграмма деформирования поверхности основания, как отмечалось в п. 7 гл. 1, описывается некоторой кривой линией, изображенной на рис. 3.2, а. В точке 1 диаграммы секущий коэффициент жесткости основания определяется как тангенс угла наклона прямой 0 — 1 к оси осадок s :

$$K_1 = p_1/s_1 = \operatorname{tg} \alpha'_{01}, \quad (3.2)$$

а касательный коэффициент жесткости — как тангенс угла наклона касательной к кривой деформирования:

$$K'_1 = \operatorname{tg} \alpha'_{01}. \quad (3.3)$$



Закон деформирования основания справедлив для случая простого нагружения (см. рис. 3.2, а), когда нагрузка от начала ее приложения возрастает и в каждый момент приращение осадки $\Delta s > 0$. Зависимость между давлением и осадкой является однозначной в том смысле, что нагружение можно вести быстрее или медленнее, нельзя только уменьшать давление, т. е. разгружать основание. Такую диаграмму будем называть основной диаграммой деформирования основания.

Если основание подвергается частичным или полным разгрузкам и затем повторным нагружениям, то диаграмма деформирования принимается в виде ломаных линий (рис. 3.1, б). Такой вид нагружения называется сложным нагружением.

Пусть первое нагружение произведено до точки 1 диаграммы деформирования (см. рис. 3.1, б). Затем осуществлена полная разгрузка, при которой появилась остаточная осадка, характеризующая отрезком 0 — 2. Зависимость между давлением и осадкой при разгрузке дается прямой, проходящей через ту точку диаграммы деформирования, от которой произведена разгрузка — в рассматриваемом случае от точки 1. Тангенс угла наклона прямой разгрузки 1 — 2 к оси s представляет собой коэффициент жесткости основания K_r ; при разгрузке $K_r = \operatorname{tg} \beta$. Значение K_r принимается постоянным для принятой диаграммы деформирования независимо от того, в какой точке диаграммы произошла разгрузка. Угол наклона прямой разгрузки к оси s может изменяться в пределах $\alpha_{01} \leq \beta \leq 90^\circ$.

При втором, после разгрузки, нагружении прямая деформиро-

вания при нагружении 2 — 3 в общем случае не совпадает с прямой разгрузки 1 — 2. Деформирование происходит по линии с углом наклона $\alpha_{23} (\alpha_{23} \leq \beta)$ до ее пересечения с основной диаграммой деформирования при простом нагружении, т. е. в данном случае до пересечения с ней в точке 3. Если продолжать нагружение от точки 3, то деформирование идет по основной диаграмме — по кривой 3 — 4.

Предположим, что в точке 4 произошло частичное уменьшение давлений до точки 5, а затем давления вновь возросли до точки 7. Путь разгрузки изображается здесь отрезком 4 — 5, путь третьего нагружения — отрезками 5 — 6 и 6 — 7. Если в точке 7 вновь осуществлена разгрузка, после этого произведено четвертое нагружение и т. д., то пути деформирования на диаграмме принимаются аналогичными, что показано в нижней части рис. 3.2, б (точки 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13).

Таким образом, общими для всех циклов нагрузки-разгрузки являются следующие законы деформирования:

а) при простом нагружении диаграмма деформирования имеет вид кривой линии, изображенной на рис. 3.2, а (основная диаграмма);

б) основание на растяжение не работает, т. е. рассматривается одностороннее основание, сопротивляющееся вдавливанию конструкции, но не способное сопротивляться ее отрыву;

в) линии разгрузки параллельны друг другу независимо от того, в какой точке диаграммы нагружения произведена разгрузка, и их угол наклона β к оси осадок $\alpha_{01} \leq \beta \leq 90^\circ$;

г) наклоны линий последующих после разгрузок нагружений до их пересечения с основной диаграммой деформирования в общем случае различны и должны удовлетворять условиям $\alpha_{01} \leq \alpha_{23} \leq \beta$, $\alpha_{23} \leq \alpha_{56} \leq \alpha_{89} \leq \dots$;

д) путь нагружения (на диаграмме) от точки пересечения линии последующего после разгрузки нагружения с основной диаграммой деформирования следует по кривой основной диаграммы.

Рассмотрим обоснованность принятых расчетных закономерностей деформирования грунта при нагружениях и разгрузках.

Допущение об односторонней связи основания с конструкцией отражает действительные условия взаимодействия грунта и свободно лежащей на нем конструкции, что вполне оправдано и для сооружений с фундаментами мелкого заложения. Однако при защемленных в грунте конструкциях, при наличии фундаментов глубокого заложения или свайных такое допущение неприемлемо. В этих случаях необходимо учитывать двустороннюю связь конструкции с основанием.

Линейная зависимость между осадкой и давлением при разгрузке и равенство наклонов линий разгрузок между собой не являются точным физическим законом деформирования грунта, эксперимен-

ты в лабораторных и полевых условиях обнаруживают систематические отклонения от него. Но каких-либо достаточно надежных данных по учету нелинейности и различий в графиках разгрузки грунта в настоящее время не имеется, поэтому в решениях практических задач их учет нецелесообразен. Кроме того, опыты показывают, что указанные отклонения незначительны по сравнению с другими определяющими особенностями деформирования грунта.

Линейность графика последующего после разгрузки нагружения также представляет собой определенную идеализацию действительного процесса деформирования грунта, достаточно оправданную опытными данными. Обычно принимается, что график последующего нагружения совпадает с графиком деформации при разгрузке. Экспериментальные данные по пластическому деформированию конструкционных материалов хорошо подтверждают справедливость последнего допущения. Однако при деформировании грунтов наблюдаются иногда весьма значительные различия между графиками разгрузки и последующего нагружения. Опыты показывают, что при многократном нагружении грунта одной и той же нагрузкой остаточные деформации возрастают, но их приращение с каждым циклом становится все меньше и в дальнейшем грунт работает упруго. В песчаных грунтах для достижения этого состояния бывает достаточно примерно 10 загрузок, в глинистых — 20 и более. Общая деформация при многократном нагружении, в зависимости от свойств грунта, может увеличиваться в 2 раза и более по сравнению с деформацией от первого нагружения. Поэтому увеличение деформируемости грунта при многократном нагружении целесообразно учитывать при решении соответствующих контактных задач.

Что касается закона "д", то как для конструкционных материалов, так и для грунта его справедливость доказана многочисленными опытными данными.

Следует заметить, что при решении контактных задач с помощью итерационных процессов упрощения "в" и "г" не являются обязательными, поскольку на каждом шаге расчета можно учесть любой вид графика деформирования грунта.

Для практических расчетов сооружений на деформируемом основании представляется весьма важным располагать расчетной нелинейной зависимостью $p - s$, которая устанавливалась бы расчетным путем для каждого конкретного объекта проектирования. Такая задача может быть решена, если расчетную модель основания принять в виде нелинейного деформируемого полупространства или слоя под действием местной нагрузки, передаваемой фундаментом. Строгое решение подобной задачи связано с большими математическими и вычислительными трудностями. В то же время вследствие принимаемых допущений даже самые уточненные математические методы дают лишь приближенные результаты. Кроме того, слож-

ность применения соотношений нелинейной механики грунтов состоит в значительном объеме дополнительных инженерно-геологических исследований грунтов, а также в обосновании полноты и достоверности определения множества эмпирических коэффициентов, входящих в уравнения состояния. Можно сказать, что строгость существующего математического аппарата нелинейной механики грунтов в значительной мере обогнала надежность, с которой можно определить исходные данные о механическом поведении грунтов. Поэтому для решения рассматриваемой задачи целесообразно использовать более простые инженерные подходы.

Приближенный эмпирический прием учета нелинейности при определении осадки грунта основания, базирующийся на использовании известного решения Шлейхера для линейно-упругого полупространства и гиперболического закона изменения модуля деформации, был предложен Б. П. Поповым [3]:

$$s = \frac{(1 - \mu^2) \omega b p}{E_0 (1 - p/p_u)}, \quad (3.4)$$

где μ — коэффициент Пуассона грунта; ω — коэффициент, зависящий от формы подошвы и жесткости фундамента; b — ширина прямоугольной (или диаметр круглой) площади подошвы фундамента; p — среднее равномерно распределенное давление на поверхности основания; E_0 — значение модуля деформации грунта при $p \rightarrow 0$; p_u — предельное давление на основание, соответствующее исчерпанию его несущей способности.

В развитие этого приема нами предложена формула для общего случая неоднородного основания, представленного любой расчетной моделью:

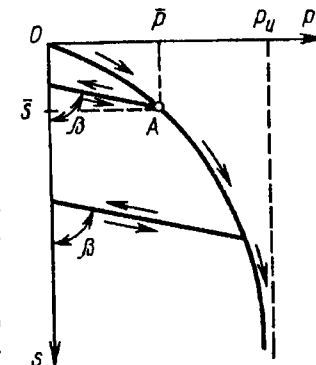
$$s = \frac{\bar{s}(1 - \bar{p}/p_u)p}{\bar{p}(1 - p/p_u)}, \quad (3.5)$$

где $\bar{s}$ — осадка поверхности основания при давлении $\bar{p}$ под подошвой фундамента, не превышающем расчетного сопротивления грунта основания R .

Осадку $\bar{s}$ определяется с учетом формы подошвы фундамента, наличия разнородных слоев грунта и размеров сжимаемой толщи основания в соответствии с указаниями обязательного приложения 2 СНиП 2.02.01-83 или по другим обоснованным методам расчета деформаций основания. Предельное давление p_u на основание вычисляется по известным методам расчета несущей способности оснований сооружений [7].

Зависимость (3.5) показана на рис. 3.3. Кривая деформирования проходит через точку А и неограниченно приближается к верти-

Рис. 3.3. Расчетная диаграмма деформирования поверхности основания при вертикальной нагрузке



кальной асимптоте $p = p_u$. Разгрузка и последующее нагружение идут по одной и той же прямой линии. Легко определяемые характеристики $\bar{p}$, $\bar{s}$, p_u позволяют полностью обрисовать диаграмму деформирования до давления $\bar{p}$. На участках деформаций от известного давления $\bar{p}$ до известного предельного давления p_u диаграмма деформирования обрисовывается менее точно, так как здесь можно представить множество кривых с различной степенью приближения к асимптоте $p = p_u$. Однако сопоставления опытных осадок штампов с результатами вычислений по формуле (3.4) свидетельствуют в целом о хорошем их соответствии [3]. При расхождении между опытными и расчетными данными на участке $\bar{p} < p < p_u$ близкая аппроксимация реальной кривой $p - s$ зависимостью (3.5) достигается условным увеличением или уменьшением значения p_u .

Зависимость (3.5) используется далее для решения нелинейных контактных задач, состоящих в определении контактных напряжений по подошве фундаментов сооружений различного вида и жесткости. Таким образом, вся информация о нелинейности напряженно-деформированного состояния по глубине основания выражается зависимостями типа (3.5), которые могут быть переменными в плане фундаментов.

3. Метод суммарных нагружений

Рассмотрим балку, лежащую на грунтовом основании, закон деформирования поверхности которого описывается зависимостью (3.5). Предположим, что балка подвержена действию нагрузок N_1 , N_2 и ступенчатого оседания поверхности основания высотой h на длине a от правого конца балки (рис. 3.4, а). При этом известно, что вначале балка нагружается силой N_1 , затем происходит ступенчатое оседание основания (например, от влияния подработки) высотой h и после этого прикладывается сила N_2 . Каждая из этих нагрузок от начала приложения монотонно возрастает от нуля до своего конечного значения. Рассматриваемая балка может представлять собой самостоятельную конструкцию или фундамент какого-либо сооружения.

Вертикальные перемещения балки и основания при нагрузке N_1 , при совместном действии нагрузки N_1 и оседания h , а также

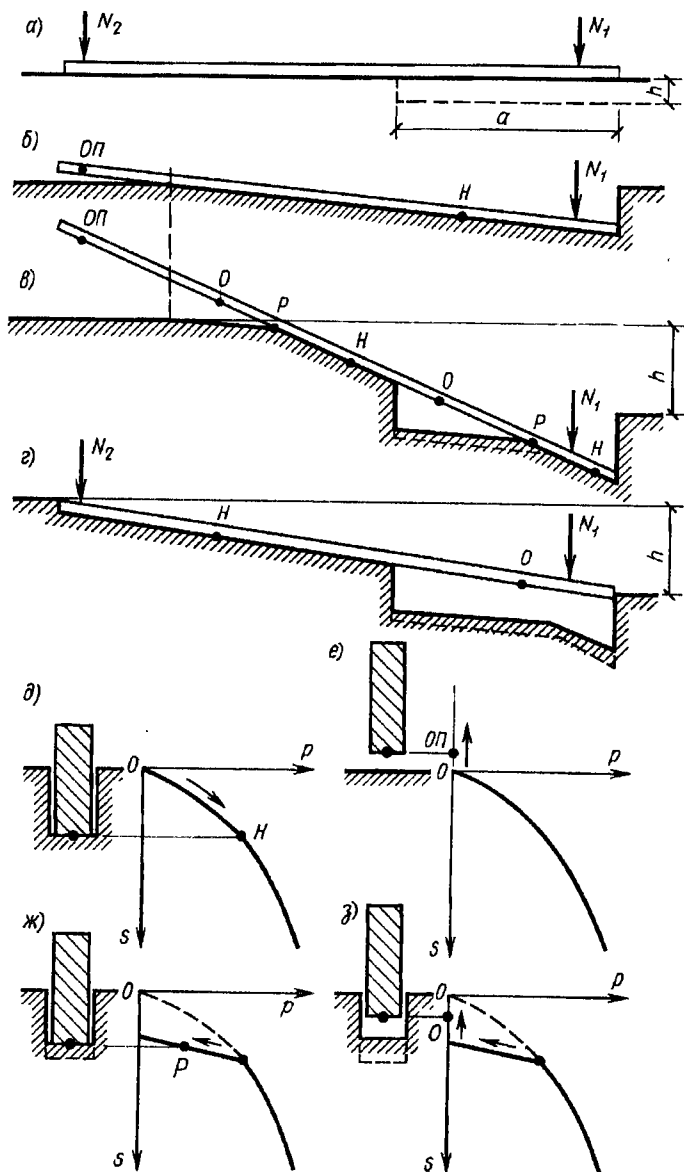


Рис. 3.4. Взаимодействие балки с нелинейным основанием:

а — расчетная схема с нагрузками; б, в, г — деформации системы соответственно при первом, втором и третьем нагружении; д — з — поперечные сечения балки и диаграммы деформирования основания в характерных контактных точках

при действии всех данных нагрузок ($N_1 + h + N_2$) показаны соответственно на рис. 3.4, б, в и г.

При первом нагружении систему “основание — балка” можно практически считать как находящуюся в состоянии простого на-

гружения, которое характеризуется тем, что давления на все участки поверхности основания возрастают пропорционально одному параметру — увеличению силы N_1 от нуля до конечного значения. При суммарном действии нагрузок ($N_1 + h$) и ($N_1 + h + N_2$) система находится в состоянии сложного нагружения. Под сложным нагружением системы “основание — сооружение” подразумевается такое нагружение, когда в процессе приложения ряда независимых нагрузок или возрастания одного вида нагрузки давление на какие-либо участки поверхности основания хотя бы однократно сначала увеличивается, а затем уменьшается.

Введем понятие “тип контактных точек”, которое используется в дальнейшем в решениях нелинейных контактных задач. Отнесение каких-либо точек контакта фундамента с основанием к определенному типу означает, что эти точки обладают одним общим признаком — либо все они лежат на кривой нагружения диаграммы деформирования поверхности основания, либо на прямой (или кривой) разгрузки, либо свидетельствуют об отрыве подошвы фундамента от основания.

При первом простом нагружении возможно появление в общем случае только двух типов контактных точек: точки типа H (нагружение) и точки типа OP (отрыв при первом нагружении). На рис. 3.4, б точки H расположены на участке сжатия основания, а точки OP — на участках отрыва подошвы балки от основания. Для наглядности на рис. 3.4, д и е изображены поперечные сечения балки в местах расположения этих точек и диаграммы деформирования основания. На диаграммах точка H находится на кривой нагружения; точка OP лежит на оси осадок над поверхностью основания. Появление точек типа OP при первом нагружении является крайне редким случаем, поскольку первое нагружение представляет собой обычно постоянную нагрузку (собственный вес сооружения), при которой отрыв подошвы фундамента от грунта не допускается. Здесь эти точки рассматриваются в целях общности изложения особенностей взаимодействия балки с основанием.

Следует заметить, что в случае неоднородного нелинейно деформируемого основания в процессе возрастания внешних сил пропорционально одному общему для всех сил параметру отдельные точки основания могут испытывать сложное нагружение (вначале нагружаться, а затем разгружаться). Несмотря на это, учитывая приближенность исходных данных для расчета, можно считать нагружение системы “основание — сооружение” простым, если происходит пропорциональное нагружение.

При втором нагружении, когда к нагрузке N_1 добавляется ступенчатое оседание основания высотой h , появляются два новых типа контактных точек: P (разгрузка) и O (отрыв после разгрузки). Расположение этих точек показано на рис. 3.4, в. Наклонные пунктирные линии на рис. 3.4, в отображают расположение деформированной поверхности основания при первом нагружении силой N_1 . Над этими линиями расположены линии упругих (восстанавлива-

ющихся) осадок после разгрузки. На диаграммах деформирования соответствующих участков основания точки P лежат на прямой разгрузки, а точки O — на оси осадок над поверхностью разгруженного основания (рис. 3.4, ж и з). На левом конце балки до вертикальной пунктирной линии (см. рис. 3.4, б и в), соответствующей началу отрыва балки от основания при первом нагружении, остались точки типа OP , поскольку при втором нагружении произошел дальнейший подъем этого конца балки над поверхностью недеформированного на этом участке основания. На участке слева от вертикальной грани уступа основания произошло дополнительное, по отношению к первому нагружению, вдавливание балки в основание, в связи с чем точки этого участка относятся к типу H .

Третьим нагружением является суммарное действие всех трех видов нагрузок: $N_1 + h + N_2$. Возможное деформированное состояние системы "основание — балка" приведено на рис. 3.4, г. В этом случае имеется только два типа контактных точек: H и O . При различных соотношениях сил N_1 и N_2 возможны иные формы деформирования системы, но в общем случае будет не более четырех указанных выше типов контактных точек.

Нетрудно проиллюстрировать состояние системы "основание — балка" при четвертом и последующих нагружениях. Закономерности взаимодействия балки с основанием, рассмотренные при трех нагружениях, будут при этом сохраняться.

Для определения напряженно-деформированного состояния системы при каком-либо n -м нагружении ($n > 1$) необходимо учитывать характер загрузки, т. е. последовательность приложения нагрузок. В нелинейных задачах, как известно, принцип независимости действия сил неприменим. Чтобы рассчитать систему на n -е нагружение, следует выполнить расчеты последовательно на 1-е, 2-е, ..., $n - 1$ -е нагружение.

Решение этой задачи может быть получено только на основе использования тех или иных итерационных методов. Один из таких методов, названный нами методом суммарных нагружений, излагается ниже.

При расчете системы "основание — сооружение" на сложное (переменное) нагружение последнее разделяется на ряд простых нагружений 1, 2', 3', 4' и т. д., располагаемых в строгой очередности их приложения к системе. Сначала производится расчет на нагрузку 1. С учетом полученных результатов выполняется расчет на совместное действие нагрузок 1 и 2' — расчет на нагрузку 2. После этого делается расчет на нагрузку 3, представляющую сумму нагрузок 1, 2' и 3'. Затем осуществляется расчет на нагрузку 4, являющуюся суммой простых нагрузок, 1, 2', 3', 4' и т. д. Расчет на каждую нагрузку 1, 2, 3, 4.... производится методом последовательных приближений (методом секущих). На каждом шаге приближений решается линейно-упругая контактная задача для данного типа сооруже-

ния (балка, плита, рама, балка-стенка и т. п.) с каким-либо численным методом. По результатам каждого шага корректируются коэффициенты жесткости основания в отдельных точках по определенным зависимостям, исходя из характера нагружения и условий контакта подошвы фундамента с основанием. Установление этих условий и соответствующих им зависимостей для вычисления коэффициентов жесткости на каждом последовательном этапе нагружения является главным и определяющим звеном в решении нелинейно-неупругой контактной задачи.

Что касается решения линейно-упругой контактной задачи или расчета сооружения на деформируемом основании в линейной постановке, то здесь можно отметить следующее.

Современный уровень развития вычислительной техники, а также имеющееся и развивающееся программное обеспечение позволяют решать самые разнообразные и сложные задачи расчета сооружений по комплексной схеме "основание — фундамент — верхнее строение". В проектных организациях инженеры-проектировщики используют в своей практической деятельности ЭВМ для расчета различных типов конструкций на различные виды нагрузок и воздействий. Одним из наиболее популярных и распространенных методов решения задач строительной механики стал метод конечных элементов (МКЭ). Он реализован в большинстве вычислительных программ, предназначенных для расчета стержневых и пластинчатых конструкций. Сейчас уже можно считать, что расчет практически любых сложных систем в линейной постановке может быть доведен до числовых результатов.

Ранее указывалось, что работа конструкций из различных материалов более детально изучена и свойства их более стабильны, чем работа и свойства грунтовых оснований. Инженеры, проектирующие строительные конструкции, как правило, уверены в своих решениях и только тогда, когда необходимо учесть взаимодействие этих конструкций с грунтом, они сталкиваются зачастую с большой неопределенностью и эмпирикой. Поэтому в основе расчета систем "основание — сооружение" прежде всего должен лежать учет реальных свойств грунтов и выбор достоверной расчетной схемы сооружения.

В зависимости от типов сооружений и грунтовых условий расчетные схемы сооружений могут приниматься в виде балки, системы перекрестных балок, рамы, балки-стенки, оболочки, пластинчато-стержневой системы. Наибольшее распространение имеют расчетные схемы балки и плиты на упругом основании. Например, ленточные фундаменты, фундаменты подкрановых путей, доки, бескаркасные здания в целом и другие сооружения промышленного, гражданского, гидротехнического и дорожного строительства рассматриваются как балки, лежащие на упругом основании. По плитной расчетной схеме ведутся расчеты: фундаментных плит под мно-

гоэтажные каркасные и бескаркасные здания, силосные корпуса, дымовые трубы; плит полов производственных зданий; плит покрытий аэропортов и автомобильных дорог и др. Многоэтажные бескаркасные здания могут моделироваться пространственными или плоскими системами, состоящими из пластинок, соединенных между собой сосредоточенными или распределенными связями [6]. Для каркасных многоэтажных зданий расчетные схемы принимаются в виде рам, опирающихся либо на отдельные опоры, либо на балочные или плитные фундаменты.

Расчет сооружений со сложной конструктивной схемой целесообразно производить с использованием двух расчетных схем сооружения: упрощенной и уточненной. Упрощенную расчетную схему следует принимать в виде балки с приведенными жесткостными характеристиками, системы перекрестных балок или плиты. Расчет по этой схеме определяются реактивные усилия со стороны основания и обобщенные усилия в сооружении при действии различных нагрузок с учетом, при необходимости, нелинейных и длительных деформаций основания. По этой расчетной схеме выполняются также: все варианты расчеты, связанные с определением параметров основания, при которых возможно применение данного проекта сооружения; определения наиболее неблагоприятного расположения уступа в основании, карстовой воронки, источника замачивания грунта, изменения жесткости основания и т. п. Уточненную расчетную схему сооружения следует принимать в виде более сложной многоэлементной системы — стержневой, пластинчатой или пластинчато-стержневой. Нагрузками здесь являются внешние нагрузки и реактивные усилия со стороны основания, определенные в результате расчета по первой расчетной схеме. Вместо реакции основания можно принять соответствующую систему дискретных опор, коэффициенты жесткости которых назначаются по результатам решения контактной задачи для упрощенной расчетной схемы сооружения. По уточненной расчетной схеме определяются усилия в элементах конструкций сооружения для наиболее невыгодного (расчетного) случая воздействия неравномерных деформаций основания.

Если при расчете сооружения на деформируемом основании необходимо учесть нелинейную деформируемость конструкций, то в этом случае по результатам каждого шага приближений корректируются также жесткостные характеристики сечений конструкций фундаментов и верхнего строения. Нелинейный расчет железобетонных и металлических конструкций достаточно подробно рассмотрен в литературе [5, 8, 14, 15 и др.].

4. Расчеты на первое и второе нагружения

Многие практические задачи расчета сооружений на деформируемом основании сводятся к расчету на одно простое нагружение или

на сложное нагружение, состоящее из суммы двух последовательных простых нагружений.

При расчете сооружения на основное сочетание нагрузок, включающее постоянные нагрузки, временные длительные, воздействие неравномерных деформаций основания, возникающих при обжатии грунта нагрузками от сооружения и не сопровождающихся изменением структуры и свойств грунта, допускается рассматривать сумму названных нагрузок как одно простое нагружение. Более того, если среднее давление под подошвой фундаментов не превышает расчетного сопротивления грунта основания R , то основание может приниматься линейно деформируемым [20] и, следовательно, в этом случае достаточно выполнить обычный однократный расчет системы «основание — сооружение» в линейной постановке. Такой подход обоснован тем, что нелинейность до R незначительна и замена кривой на прямую в диаграмме $p-s$ на этом участке не приводит к ощутимым погрешностям. Опыт эксплуатации сооружений подтверждает, что для обычных грунтовых условий линейная теория дает достаточно удовлетворительные результаты.

Расчет сооружений на особое сочетание нагрузок, состоящее из указанного выше основного сочетания и воздействий неравномерных деформаций основания, сопровождающихся изменением структуры грунта или смещения поверхности основания, следует рассматривать как расчет на сложное нагружение. Воздействия в виде изменения жесткости основания (например, при замачивании грунта) и смещения его поверхности проявляются, как правило, в период эксплуатации сооружения. Это приводит к перераспределению контактных напряжений вплоть до отрыва фундаментов от основания и нарушения прочности грунта на отдельных участках. Особенностью работы сооружения в подобных условиях является то, что изменение контактных напряжений происходит при неизменной внешней нагрузке на сооружение и общий объем эпюр контактных напряжений на любой стадии деформирования не меняется.

Если особая нагрузка, представляющая собой изменение жесткости или смещение основания (или одновременное проявление этих воздействий), действует однократно, то такая нагрузка относится ко второму простому нагружению. Сумма первого и второго простых нагружений приводит ко второму сложному нагружению, где становится необходимым учет нелинейно-неупругих деформаций основания.

Расчеты базируются на принятой зависимости между контактными напряжениями и деформациями поверхности основания. Представим зависимость (3.5) в более компактной форме:

$$s = pA/(p_u - p); \quad (3.6)$$

$$A = \bar{s}(p_u / \bar{p} - 1), \quad (3.7)$$

где A — постоянная для фиксированной точки основания величина.

На основе формулы (3.6) выразим контактное напряжение в функции осадки:

$$p = p_u s / (s + A). \quad (3.8)$$

Используя общую формулу (3.1) для секущего коэффициента жесткости основания $K = p/s$, с учетом выражений (3.6) и (3.8) получим формулы переменного коэффициента жесткости в зависимости от контактных напряжений p и осадок s :

$$K = (p_u - p) / A; \quad (3.9)$$

$$K = p_u / (s + A). \quad (3.10)$$

Проведенные нами численные исследования показали, что использование зависимости (3.9) дает плохую сходимость решений нелинейных контактных задач. При этом возможны случаи, когда процесс последовательных приближений вообще не будет сходиться и нужно находить какие-либо искусственные приемы для обеспечения сходимости. В то же время использование зависимости (3.10) приводит к достаточно быстрой монотонной сходимости процесса последовательных приближений, поэтому в решениях нелинейных контактных задач следует пользоваться выражением коэффициента жесткости в функции осадок.

Расчет начинается с первого нагружения, каким обычно является основное сочетание нагрузок. Для первого шага итераций принимаются коэффициенты жесткости в выбранных i -х точках контакта подошвы фундамента с основанием при нулевых значениях осадок s :

$$K_1^1 = p_u / A, \quad (3.11)$$

где верхний индекс — номер шага итераций; нижний индекс — номер нагружения (индексы i для упрощения опущены).

Коэффициент жесткости, выражаемый формулой (3.11), представляет собой касательный коэффициент жесткости в начале координат диаграммы деформирования i -й точки поверхности основания. В случаях, когда известна осадка фундаментов при заданной нагрузке, можно принять значение K_1 соответствующим этой нагрузке.

На первом шаге решается линейно-упругая контактная задача (ЛУ) при значениях K_1^1 , находятся осадки s_1^1 , нормальные контактные напряжения p_1^1 , а также усилия и перемещения конструкций сооружения. По результатам первого шага вычисляются K_1^2 , служащие исходными данными для решения задачи ЛУ на втором шаге итераций. Для точек основания, осадки которых положительны, коэффициенты жесткости вычисляются по формуле (3.10):

$$K_1^2 = p_u / (s_1^1 + A). \quad (3.12)$$

При отрицательных садках коэффициенты жесткости принимаются равными нулю, что означает отрыв подошвы фундамента от основания.

На втором шаге снова решается линейно-упругая контактная задача при тех же нагрузках, что и на первом шаге, но уже при значениях коэффициентов жесткости основания, равных K_1^2 .

На основе результатов второго шага вычисляются коэффициенты жесткости для третьего шага

$$K_1^3 = p_u / (s_1^2 + A). \quad (3.13)$$

Затем выполняется расчет на третьем шаге и подобным же путем на последующих шагах итераций.

В общем виде для d -го шага ($d = 1, 2, \dots$) можно записать:

При $s_1^{(d)} \geq 0$

$$K_1^{(d+1)} = p_u / (s_1^{(d)} + A); \quad (3.14)$$

При $s_1^{(d)} < 0$

$$K_1^{(d+1)} = 0. \quad (3.15)$$

Геометрический смысл формул коэффициентов жесткости основания и иллюстрация процесса последовательных приближений при решении нелинейной контактной задачи показаны на рис. 3.5, из

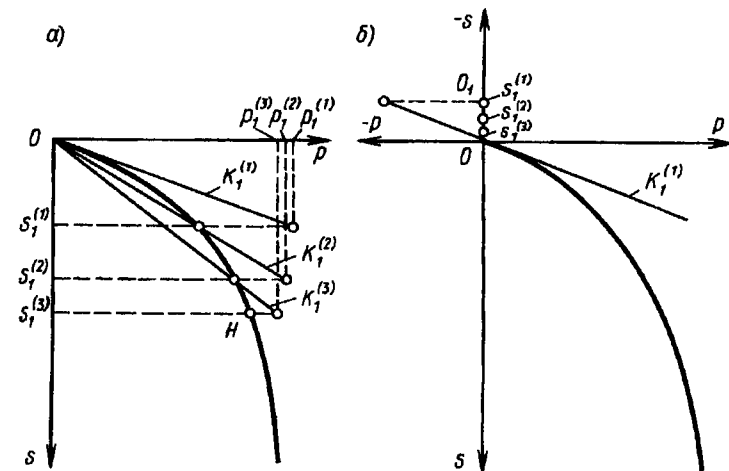


Рис. 3.5. Геометрический смысл формул коэффициентов жесткости основания при первом нагружении: а — формула (3.14); б — формула (3.15)

которого видно, что процесс последовательных приближений носит плавный сходящийся характер.

Итерационный процесс заканчивается на таком шаге $d+1$, на котором разница между результатами расчета на этом и предыдущем d -м шаге окажется меньше заданной величины ξ , характеризующей точность расчета:

$$\left| \frac{s_1^{(d+1)} - s_1^{(d)}}{s_1^{(d)}} \right| \leq \xi. \quad (3.16)$$

Окончательные результаты расчета на нагрузку 1 будут: значения K_1 , s_1 , p_1 и напряженно-деформированное состояние (НДС) сооружения.

Каждую контактную точку (или опору в дискретной расчетной модели основания) относим к одному из двух типов контактных точек, которые могут появиться при первом нагружении: H или O_1 . При $s_1 \geq 0$ точке присваивается признак H , что свидетельствует о нахождении данной точки на кривой нагружения (рис. 3.5, а); при $s_1 < 0$ точке присваивается признак O_1 — отрыва подошвы фундамента от основания при первом нагружении (рис. 3.5, б).

По окончании расчетов на нагрузку 1 производится расчет на нагрузку 2, которая является суммой первого 1 и второго 2' простых нагружений. Исходными данными для первого шага итераций служат значения K_1 и сумма нагрузок первого и второго простого нагружения (например, собственный вес сооружения 1 и неравномерные оседания поверхности основания 2').

Итерационная процедура при расчете на нагрузку 2 аналогична таковой при расчете на нагрузку 1: на первом шаге решается линейно-упругая контактная задача при значениях K_1 , находятся осадки $s_2^{(1)}$, контактные напряжения $p_2^{(1)}$ и НДС сооружения; по результатам первого шага вычисляются $K_2^{(2)}$, служащие исходными данными для решения задачи ЛУ на втором шаге итераций.

Коэффициенты жесткости основания в каждой выбранной точке контакта определяются с учетом признака точки, установленного по окончании расчетов на нагрузку 1, и характера деформирования основания. Для точек, имеющих признак H , возможны следующие три случая деформирования.

1. Если $s_2^{(1)} \geq s_1$, то это означает, что произошло дальнейшее увеличение осадки основания в этой точке и она должна лежать на кривой нагружения. Коэффициент жесткости для второго шага расчета определяется по формуле секущего K при осадке, равной $s_2^{(1)}$ (рис. 3.6, а):

$$K_2^{(2)} = p_u / (s_2^{(1)} + A), \quad (3.17)$$

т. е. подобно формуле (3.12).

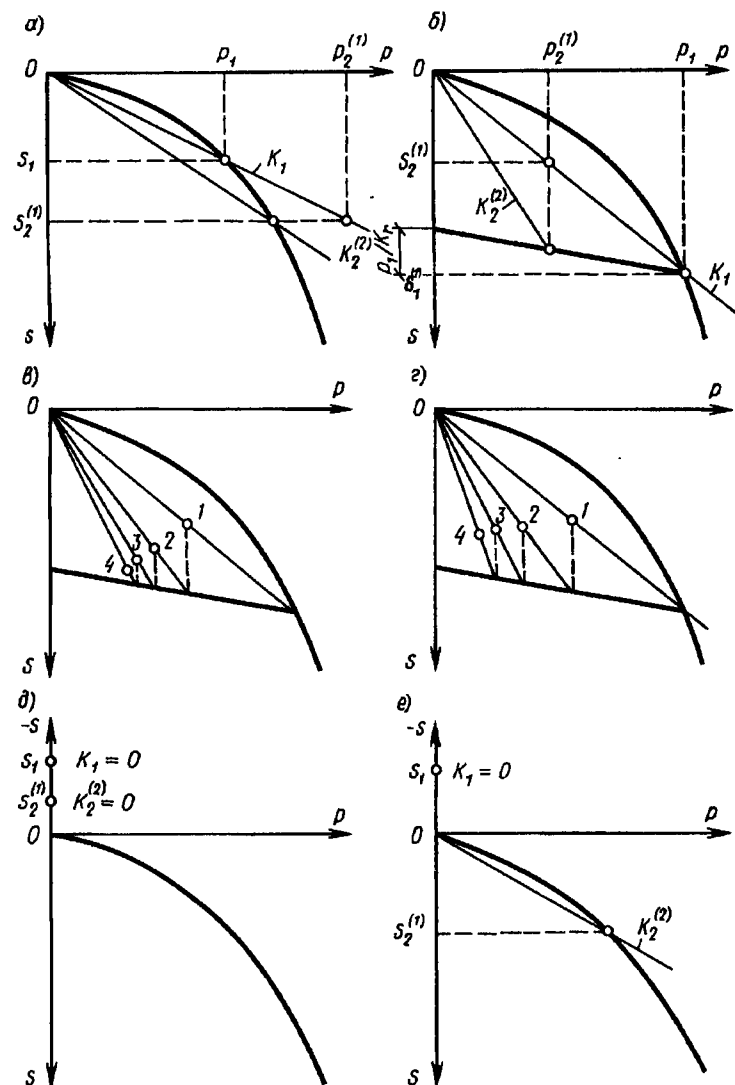


Рис. 3.6. Геометрический смысл формул коэффициентов жесткости основания при втором нагружении:

а — формула (3.17); б — формула (3.18); в — формула (3.20); г — формула (3.21)

2. Если $0 < s_2^{(1)} < s_1$, то наблюдается разгрузка основания по сравнению с первым нагружением. При этом рассматриваемая точка может находиться на прямой (или кривой) разгрузки или над участком

тком поверхности полностью разгруженного основания (выше точки пересечения прямой разгрузки с осью s). Выявить точно стремление точки к тому или иному местоположению на первых двух-трех шагах итераций затруднительно. Поэтому вначале предполагается, что точка должна лежать на разгрузочной ветви диаграммы деформирования поверхности основания, и из этого условия находится значение коэффициента жесткости для второго шага итераций.

Коэффициент жесткости определяется как тангенс угла наклона к оси s прямой, пересекающей линию разгрузки в точке с абсциссой $p_2^{(1)}$ (рис. 3.6, б). Искомая формула легко выводится исходя из геометрических построений, все необходимые данные для которых приведены на рис. 3.6, б. Окончательное выражение для коэффициента жесткости имеет вид:

$$K_2^{(2)} = \frac{p_2^{(1)}}{s_1 - (p_1 - p_2^{(1)})/K_r}, \quad (3.18)$$

где K_r — коэффициент жесткости основания при разгрузке в рассматриваемой точке.

При отсутствии упругих деформаций, когда можно принять $K_r = \infty$ (прямая разгрузки расположена горизонтально),

$$K_2^{(2)} = p_2^{(1)} / s_1. \quad (3.19)$$

Процесс последовательных приближений (1, 2, 3, 4, ...), когда точка должна в итоге лежать на прямой разгрузки, наглядно иллюстрируется рис. 3.6, в. В этом случае контактное напряжение p_2 стремится к некоторому конечному (не нулевому) значению. Если же p_2 стремится к нулевому значению, то точка должна располагаться на оси s , т. е. над основанием (рис. 3.6, з). Для этой точки в дальнейших итерациях следует принимать $K_2 = 0$, что позволяет снизить число итераций для получения точного решения. Однако в прикладных задачах можно и в последнем случае пользоваться формулой (3.18), поскольку при $p_2 \rightarrow 0$ одновременно $K_2 \rightarrow 0$.

3. Если $s_2^{(1)} \leq 0$, то данная точка находится над поверхностью разгруженного основания и коэффициент жесткости в этой точке должен быть принят равным нулю (рис. 3.6, д): $K_2^{(2)} = 0$.

Для точек с признаком O_1 возможны два случая деформирования:

если $s_2^{(1)} \leq 0$, очевидно $K_2^{(2)} = 0$ (см. рис. 3.6, д);

если $s_2^{(1)} > 0$, это свидетельствует о том, что при втором нагружении подошва фундамента в данной точке оперлась на основание и произошло его сжатие (рис. 3.6, е). Подобно формулам (3.12) и (3.17) получим:

$$K_2^{(2)} = p_u / (s_2^{(1)} + A). \quad (3.20)$$

Для d -го шага ($d = 1, 2, \dots$) в точках с признаком H можно записать:

при $s_2^{(d)} \geq s_1$

$$K_2^{(d+1)} = p_u / (s_2^{(d)} + A); \quad (3.21)$$

при $0 < s_2^{(d)} < s_1$

$$K_2^{(d+1)} = \frac{p_2^{(d)}}{s_1 - (p_1 - p_2^{(d)})/K_r}; \quad (3.22)$$

при $s_2^{(d)} \leq 0$ или $p_2^{(d)} \rightarrow 0$

$$K_2^{(d+1)} = 0. \quad (3.23)$$

В точках с признаком O_1 имеем:

при $s_2^{(d)} \leq 0$

$$K_2^{(d+1)} = 0; \quad (3.24)$$

при $s_2^{(d)} > 0$

$$K_2^{(d+1)} = p_u / (s_2^{(d)} + A). \quad (3.25)$$

Окончание итерационного процесса характеризуется критерием (3.16). Результаты расчета на второе нагружение: K_2 , s_2 , p_2 и НДС сооружения.

Если расчеты будут продолжаться на третье и последующие нагружения, то устанавливаются признаки точек для выполнения дальнейших расчетов.

Для точек, имевших признак H , назначаются следующие признаки:

если $s_2 \geq s_1$, точка остается с тем же признаком H , поскольку она находится на кривой нагружения;

если $0 < s_2 < s_1$, точке присваивается новый признак P_2 (разгрузка при нагрузке 2), указывающий, что данная точка лежит на линии разгрузки;

если $s_2 \leq 0$ или $p_2 = 0$, точке присваивается новый признак O_2 (отрыв при нагрузке 2), означающий, что данная точка расположена над разгруженной поверхностью основания.

Точки, имевшие признак O_1 , приобретают такие признаки:

если $s_2 \leq 0$, точка остается с признаком O_1 , поскольку она расположена над поверхностью ранее не нагруженного основания;
если $s_2 > 0$, точке присваивается признак H , так как она лежит на кривой нагружения.

5. Расчеты на третье и последующие нагружения

Расчеты на третье нагружение, являющееся суммой первого 1, второго 2' и третьего 3' простых нагружений, выполняются в следующем порядке.

Шаг $d = 1$. Решается линейно-упругая контактная задача при значениях коэффициентов жесткости основания K_2 , полученных по расчетам на второе нагружение.

Шаг $d + 1$ ($d = 1, 2, \dots$). Вначале вычисляются коэффициенты жесткости $K_3^{(d+1)}$ по результатам предыдущего шага, а затем решается линейно-упругая контактная задача. Коэффициенты жесткости в каждой точке контакта определяются исходя из признака точки и соответствующих ему условий.

Для точек с признаком H возможны те же три случая деформирования, что и при нагрузке 2:

при $s_3^{(d)} \geq s_2$

$$K_3^{(d+1)} = p_u / (s_3^{(d)} + A); \quad (3.26)$$

при $0 < s_3^{(d)} < s_2$

$$K_3^{(d+1)} = \frac{p_3^{(d)}}{s_2 - (p_2 - p_3^{(d)}) / K_r}; \quad (3.27)$$

при $s_3^{(d)} \leq 0$

$$K_3^{(d+1)} = 0. \quad (3.28)$$

В точках с признаком O_1 — те же случаи деформирования, что и при загрузке 2:

при $s_3^{(d)} \leq 0$

$$K_3^{(d+1)} = 0; \quad (3.29)$$

при $s_3^{(d)} > 0$

$$K_3^{(d+1)} = p_u / (s_3^{(d)} + A). \quad (3.30)$$

Точки с признаком P_2 требуют отдельного анализа. Признак P_2 означает, что по результатам расчета системы "основание — соору-

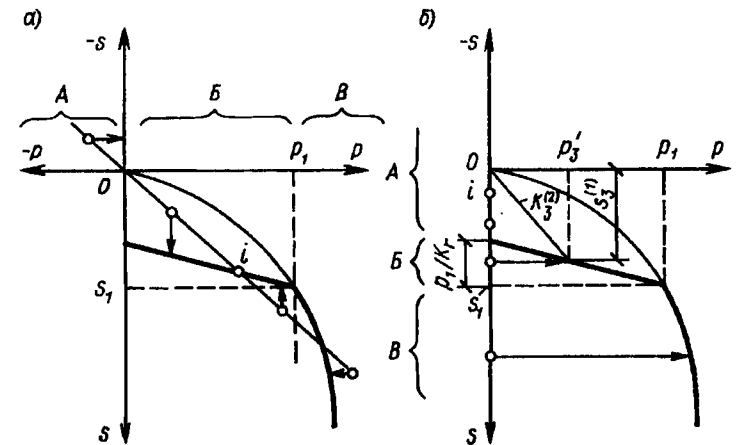


Рис. 3.7. К определению коэффициентов жесткости точек, расположенных при нагрузке 2 на линии разгрузки (а) и над разгруженным основанием (б)

жение" на нагрузку 2 рассматриваемая точка i лежит на прямой разгрузки.

Первый расчет системы на нагрузку 3 производится с использованием значений коэффициентов жесткости, соответствующих нагрузке 2. Для точки i линия коэффициента жесткости K_{2i} , проходящая через эту точку и начало координат $p - s$, показана на рис. 3.7, а.

Возможны следующие варианты расположения точки i на прямой K_{2i} , как результат первого шага расчета: в зоне А, где $p_{3i}^{(1)} \leq 0$ или $s_{3i}^{(1)} \leq 0$; в зоне В, характеризуемой условием $0 < p_{3i}^{(1)} < p_{1i}$ и в зоне В при $p_{3i}^{(1)} \geq p_{1i}$. В соответствии с этими условиями будут определяться зависимости для коэффициентов жесткости, которые для второго и последующих шагов расчета имеют вид:

при $p_3^{(d)} \leq 0$

$$K_3^{(d+1)} = 0; \quad (3.31)$$

при $0 < p_3^{(d)} < p_1$

$$K_3^{(d+1)} = \frac{p_3^{(d)}}{s_1 - (p_1 - p_3^{(d)}) / K_r}; \quad (3.32)$$

при $p_3^{(d)} \geq p_1$

$$K_3^{(d+1)} = p_u / (s_3^{(d)} + A). \quad (3.33)$$

На рис. 3.7, а стрелками показаны направления линий, через точки пересечения которых с диаграммой деформирования должны проходить линии секущих коэффициентов жесткости для следующего шага расчета.

Следует заметить, что формулы (3.31) — (3.33) аналогичны формулам (3.26) — (3.28). Разница состоит лишь в том, что в формуле (3.27) при признаке H фигурируют осадка s_2 и реакция (или контактное напряжение) p_2 от второго нагружения, а в формуле (3.32) при признаке p присутствуют s_1 и p_1 от первого нагружения. Это обстоятельство наглядно иллюстрирует учет влияния всего характера нагружения системы.

Для точек, расположенных при втором нагружении над поверхностью разгруженного основания и характеризующихся признаком O_2 , после первого шага расчета на третье нагружение возможно нахождение какой-либо точки i на оси z (поскольку $K_2 = 0$) в зонах A , B и B (рис. 3.7, б). Коэффициент жесткости в этих зонах для второго шага расчета определяется по формулам:

$$\text{при } s_3^{(1)} \leq (s_1 - p_1/K_r)$$

$$K_3^{(2)} = 0; \quad (3.34)$$

$$\text{при } (s_1 - p_1/K_r) < s_3^{(1)} < s_1$$

$$K_3^{(2)} = [p_1 - K_r(s_1 - s_3^{(1)})] / s_3^{(1)}; \quad (3.35)$$

$$\text{при } s_3^{(1)} \geq s_1$$

$$K_3^{(2)} = p_u / (s_3^{(1)} + A). \quad (3.36)$$

Формула (3.35) выведена на основе геометрических построений, изображенных на рис. 3.7, б, как отношение $p_3'/s_3^{(1)}$. Поскольку в зонах B и B получены конечные значения коэффициентов жесткости [формулы (3.35) и (3.36)], на последующих шагах расчета следует пользоваться формулами (3.31) — (3.33), где $d = 2, 3, \dots$ и вместо s_2 и p_2 принимается s_1 и p_1 .

Итерационный расчет системы "основание — сооружение" заканчивается в соответствии с условием (3.16), которое для третьего нагружения запишется в виде:

$$\left| \frac{s_3^{(d+1)} - s_3^{(d)}}{s_3^{(d)}} \right| \leq \xi, \quad (3.37)$$

Окончательными результатами расчета на нагрузку 3 являются значения K_3 , s_3 , p_3 и НДС сооружения.

Определение признаков контактных точек производится исходя из условий, представленных в табл. 3.1.

Т а б л и ц а 3.1

Признаки контактных точек для нагрузки 4

Признак точки при нагрузке 3	Условие	Признак точки при нагрузке 4
H	$s_3 \geq s_2$	H
	$(s_2 - p_2/K_r) < s_3 < s_2$	P_3
	$s_3 \leq (s_2 - p_2/K_r)$	O_3
O_1	$s_3 \leq 0$	O_1
	$s_3 > 0$	H
P_2, O_2	$s_3 \geq s_1$	H
	$(s_1 - p_1/K_r) < s_3 < s_1$ $s_3 \leq (s_1 - p_1/K_r)$	P_2 O_2

Для следующих после третьего нагружений необходимые условия и формулы для определения коэффициентов жесткости и установления признаков контактных точек приведены в табл. 3.2 и 3.3.

Практика расчетов показывает, что процесс последовательных приближений является сходящимся, причем приемлемые для практики результаты обычно достигаются при 4 — 8 шагах расчета. Однако при решении задач, где по тем или иным соображениям требуется получить высокую точность расчета, процесс последовательных приближений не всегда обладает быстрой сходимостью. Исследуя сходимость в процессе вычислений и вводя на каждом шаге дополнительные поправки к приведенным формулам коэффициентов жесткости, сходимость можно ускорить. Инженер, составляющий программу для ЭВМ по описанному методу, может проявить здесь свою изобретательность. Любые приемы ускорения сходимости могут считаться вполне оправданными, если окончательное решение удовлетворяет требуемому условию, т. е. все расчетные точки с принятой точностью лежат на линиях диаграммы деформирования.

Таблица 3.2
Условия и формулы для определения значений коэффициентов жесткости основания при нагрузках 4, 5 и т. д. на $d+1$ -м шаге расчета ($d = 1, 2, \dots$)

Признак точки при нагрузке t	Условие	Формула для K_t
H	$s_t^{(d)} \geq s_{t-1}$	$K_t^{(d+1)} = \frac{p_u}{s_t^{(d)} + A};$
	$0 < s_t^{(d)} < s_{t-1}$	$K_t^{(d+1)} = \frac{p_t^{(d)}}{s_{t-1} - (p_{t-1} - p_t^{(d)})/K_r};$
	$s_t^{(d)} \leq 0$	$K_t^{(d+1)} = 0$
O_1	$s_t^{(d)} \leq 0$	$K_t^{(d+1)} = 0;$
	$s_t^{(d)} > 0$	$K_t^{(d+1)} = \frac{p_u}{s_t^{(d)} + A};$
P_m ($m=2, 3, \dots$... $t-1$)	$s_t^{(d)} \geq s_{m-1}$	$K_t^{(d+1)} = \frac{p_u}{s_t^{(d)} + A};$
	$0 < s_t^{(d)} < s_{m-1}$	$K_t^{(d+1)} = \frac{p_t^{(d)}}{s_{m-1} - (p_{m-1} - p_t^{(d)})/K_r};$
	$s_t^{(d)} \leq 0$	$K_t^{(d+1)} = 0$
O_m ($m=2, 3, \dots$... $t-1$)	$s_t^{(1)} \leq (s_{m-1} - p_{m-1}/K_r)$	$K_t^{(2)} = 0;$
	$(s_{m-1} - p_{m-1}/K_r) < s_t^{(1)} < s_{m-1}$	$K_t^{(2)} = \frac{p_{m-1} - K_r(s_{m-1} - s_t^{(1)})}{s_t^{(1)}};$
	$s_t^{(1)} \geq s_{m-1}$	$K_t^{(2)} = \frac{p_u}{s_t^{(1)} + A};$
	$p_t^{(d+1)} \leq 0$	$K_t^{(d+2)} = 0;$
	$0 < p_t^{(d+1)} < p_{m-1}$	$K_t^{(d+2)} = \frac{p_t^{(d+1)}}{s_{m-1} - (p_{m-1} - p_t^{(d+1)})/K_r};$
	$p_t^{(d+1)} \geq p_{m-1}$	$K_t^{(d+2)} = \frac{p_u}{s_t^{(d+1)} + A}$

Таблица 3.3
Признаки контактных точек для нагрузок 4, 5 и т. д.

Признак точки при нагрузке t	Условие	Признак точки для нагрузки $t+1$
H	$s_t \geq s_{t-1}$	H
	$(s_{t-1} - p_{t-1}/K_r) < s_t < s_{t-1}$	P_t
	$s_t \leq (s_{t-1} - p_{t-1}/K_r)$	O_t
O_1	$s_t \leq 0$	O_1
	$s_t > 0$	H
P_m, O_m ($m=2, 3, \dots$ $t-1$)	$s_t \geq s_{m-1}$	H
	$(s_{m-1} - p_{m-1}/K_r) < s_t < s_{m-1}$	P_m
	$s_t \leq (s_{m-1} - p_{m-1}/K_r)$	O_m

Покажем один из приемов, позволяющий примерно вдвое ускорить сходимость процесса последовательных приближений для получения решения заданной точности.

Графическое изображение процесса итераций по предложенным зависимостям представлено на рис. 3.5, а и 3.6, в и г. Из этих рисунков видно, что линии коэффициентов жесткости для каждого следующего шага проходят строго через точки пересечения с диаграммой деформирования соответствующих пунктирных прямых, проведенных из расчетных точек данного шага. Можно также видеть, что число шагов расчета сократилось бы при использовании линий коэффициентов жесткости через шаг. Этого возможно достичь путем изменения определенным образом значений $s^{(d)}$ и $p^{(d)}$ в формулах текущих коэффициентов жесткости к ветвям нагружения и разгрузки диаграммы деформирования основания.

В формулах вида $K^{(d+1)} = p_u / (s^{(d)} + A)$ вместо $s^{(d)}$ следует использовать значения условной осадки

$$\bar{s}^{(d)} = s^{(d)} p^{(d)} / p^{(d)'}, \quad (3.38)$$

а в формулах вида $K^{(d+1)} = p^{(d)} / [s - (p - p^{(d)})/K_r]$ вместо $p^{(d)}$ — значение

$$\bar{p}^{(d)} = p^{(d)} s^{(d)} / s^{(d)'}. \quad (3.39)$$

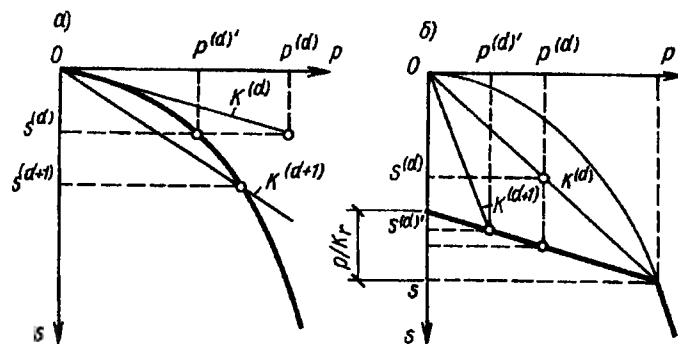


Рис. 3.8. Геометрический смысл ускорения сходимости последовательных приближений на линиях нагружения (а) и разгрузки (б)

В формуле (3.38) $p^{(d)'}$ представляет собой значение контактного напряжения, получаемого по кривой нагружения при осадке, равной $s^{(d)}$ (рис. 3.8, а). Чем больше отношение $p^{(d)}/p^{(d)'}$, тем больше становится значение условной осадки $\bar{s}^{(d)}$. В связи с этим значение $K^{(d+1)}$, в котором фигурирует $\bar{s}^{(d)}$, уменьшается по сравнению с $K^{(d)}$, где принята осадка $s^{(d)}$. Один шаг такой процедуры показан на рис. 3.8, а.

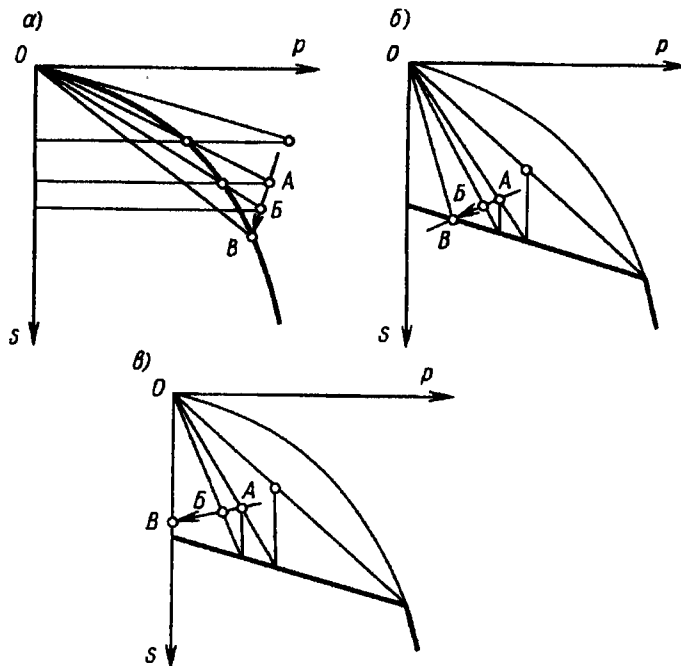


Рис. 3.9. Графическое изображение процедуры ускорения сходимости с помощью линейной экстраполяции: а — на линии нагружения; б — то же, разгрузки; в — то же, отрыва подошвы фундамента от основания

Значение $p^{(d)'}$ определяется на основе формулы (3.8):

$$p^{(d)'} = p_u s^{(d)} / (s^{(d)} + A). \quad (3.40)$$

Подставляя выражение (3.40) в зависимость (3.38), получаем

$$\bar{s}^{(d)} = p^{(d)} (s^{(d)} + A) / p_u. \quad (3.41)$$

В формуле (3.39) $s^{(d)'}$ — это осадка, получаемая по линии разгрузки при контактом напряжении $p^{(d)}$. Значение этой осадки определяется по формуле

$$s^{(d)'} = s - (p - p^{(d)}) / K_r, \quad (3.42)$$

которая выводится исходя из геометрических построений на рис. 3.8, б. Подставляя формулу (3.42) в зависимость (3.39), имеем

$$\bar{p}^{(d)} = \frac{p^{(d)} s^{(d)}}{s - (p - p^{(d)}) / K_r}. \quad (3.43)$$

Скорректированные значения $\bar{s}$ и $\bar{p}$ вводятся на каждом шаге итерационного процесса, что приводит к ускорению его сходимости.

Иногда описанный монотонно сходящийся итерационный процесс может оказаться медленно сходящимся при подходе к точному решению, если задана весьма малая погрешность (0,001 и менее). В этом случае целесообразно после трех-четырех последовательных шагов итераций находить значения коэффициентов жесткости линейной экстраполяцией. Смысл экстраполяции ясен из рис. 3.9 — отыскание точки пересечения прямой, проходящей через последние две точки итераций А и В, с соответствующей линией деформирования (точка В). В случае необходимости итерационный процесс продолжается с применением экстраполяции до достижения заданной точности.

6. Метод отдельных нагружений

Метод отдельных нагружений отличается от изложенного в пп. 3 — 5 метода суммарных нагружений тем, что по этому методу расчеты выполняются на раздельное действие простых нагружений 1, 2', 3', 4' и т. д. Расчет на каждую нагрузку 1, 2', 3', 4'... производится с применением процесса итераций. На каждом шаге итераций осуществляется расчет системы "основание — сооружение" в

линейно-упругой постановке и корректируются значения коэффициентов жесткости основания в расчетных контактных точках. Итерационный процесс длится до тех пор, пока перемещения или усилия в предыдущем и последующих циклах не совпадут с заданной точностью. Окончательные значения усилий и перемещений в системе от действия нагрузок 1, 2', 3', 4', ... получаются алгебраическим суммированием результатов расчетов на каждое простое нагружение.

При решении задач с небольшим числом простых нагружений (два-три) метод отдельных нагружений дает несколько более быструю сходимость по сравнению с методом суммарных нагружений. Кроме того, при учете двусторонней связи фундамента с основанием, например когда фундамент надежно защемлен в грунте, метод отдельных нагружений оказывается алгоритмически менее сложным.

Расчет на нагрузку 1, представляющий собой решение нелинейно-упругой задачи, производится таким же образом, как и в методе суммарных нагружений (см. п. 4). Результатами этого расчета являются значения K_1 , s_1 , p_1 , признаки точек H , O_1 , а также НДС сооружения.

Далее рассчитывается система "основание — сооружение", нагруженная только простой нагрузкой 2'. Нагрузка 1 в этом расчете отсутствует. Однако исходными данными для расчета на нагрузку 2' служат признаки точек и значения K_1 , s_1 , p_1 , полученные в расчете на нагрузку 1.

Поскольку в рассматриваемом расчете учитывается только нагрузка 2', а напряженно-деформированное состояние поверхности основания до приложения этой нагрузки характеризуется значениями p_1 и s_1 , то необходим переход к новой системе координат. При этом каждая расчетная точка будет иметь свою новую систему координат (p_2 , s_2) с началом p_1 и s_1 в старой системе координат (p_1 , s_1) при нагрузке 1 (рис. 3.10). Направление осей остается неизменным, т. е. производится параллельный перенос осей координат, при котором меняется лишь их начало.

Заметим, что при начальной горизонтальной поверхности основания, принимаемой обычно для расчета на нагрузку 1, все точки имели одинаковые системы координат. Однако условие горизонтальности начальной поверхности основания не является обязательным. Можно задать и произвольно искривленную начальную поверхность основания с различными координатами расчетных точек и переносом точек, в которых имеется начальный контакт основания с подошвой фундамента ненагруженного сооружения.

Первый шаг расчета на нагрузку 2' выполняется с использованием значений K_1 . По результатам этого шага для всех расчетных контактных точек находятся значения $s_2^{(1)}$ и $p_2^{(1)}$. На втором и последующем шагах вычисляются значения коэффициентов жест-

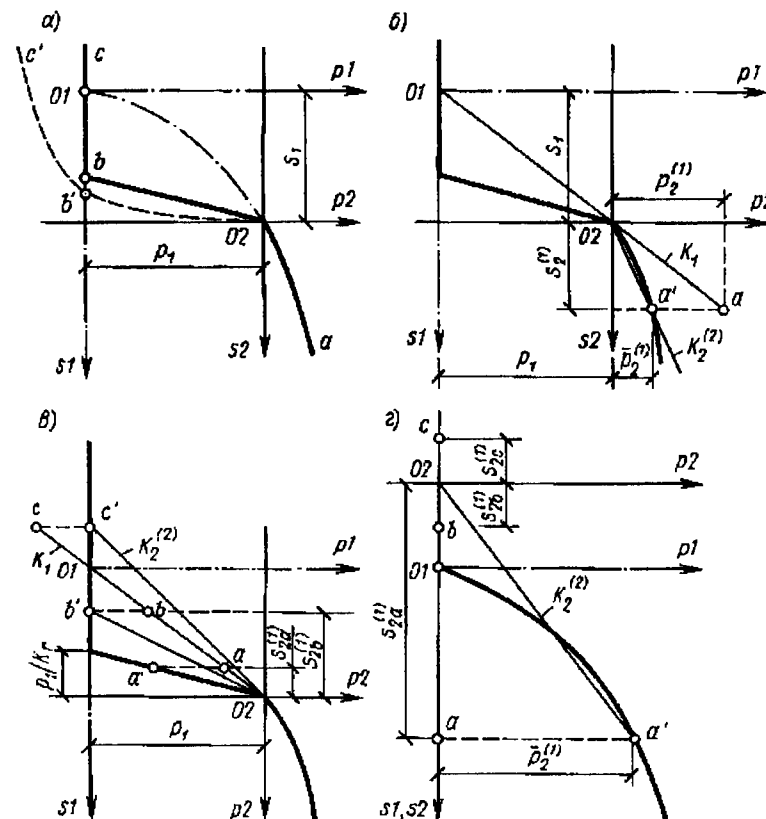


Рис. 3.10. Диаграммы деформирования и определение коэффициентов жесткости точек с признаками H и O_1 при нагрузке 2'

кости в зависимости от полученных на предыдущем шаге значений $s_2^{(d)}$, $p_2^{(d)}$ ($d = 1, 2, \dots$) и признака точки.

Для точек с признаком H диаграмма деформирования основания в новой системе координат (p_2 , s_2) изображена на рис. 3.10, а, где участок $02a$ представляет собой кривую нагружения, $02b$ — линию разгрузки, bc — линию отрыва подошвы фундамента от основания. В данной системе координат кривая $02a$ описывает сжатие основания, а ломаная линия $02bcs$ — его условное растяжение и трактуется в расчете как линия нагружения при растяжении. Отсюда следует, что в целом расчет на нагрузку 2' представляет собой решение нелинейно-упругой задачи подобно расчету на нагрузку 1.

В случае заглубленных в грунт фундаментов, когда сопротивлением грунта трению или сдвигу по боковым поверхностям нельзя

пренебречь, может учитываться та или иная зависимость отрицательных осадок от отрицательных контактных напряжений. Пример такой зависимости показан на рис. 3.10, а штриховой линией; по линии 02в'с' определяются коэффициенты жесткости на каждом шаге итераций таким же образом, как по линии 02вс.

Начальная система координат p_1, s_1 , принятая при нагрузке 1, и пройденный при этой нагрузке участок диаграммы деформирования 01 — 02 показаны на рис. 3.10 штрихпунктирными линиями.

По результатам первого и последующего шагов итераций могут быть следующие три варианта расположения точки на прямой коэффициента жесткости.

1. Точка находится в области положительных значений p_2, s_2 , что графически иллюстрируется точкой a на рис. 3.10, б. Значению осадки $s_2^{(1)}$ на линии коэффициента жесткости K_1 соответствует контактное напряжение $p_2^{(1)}$, а на действительной линии деформирования — $\bar{p}_2^{(1)}$ (точка a'). Поэтому коэффициент жесткости на втором шаге итераций определится отношением

$$K_2^{(2)} = \bar{p}_2^{(1)} / s_2^{(1)}. \quad (3.44)$$

Исходя из уравнения кривой нагружения в форме (3.8), можно записать:

$$p_1 + \bar{p}_2^{(1)} = p_u (s_2^{(1)} + s_1) / (s_2^{(1)} + s_1 + A), \quad (3.45)$$

откуда

$$\bar{p}_2^{(1)} = p_u (s_2^{(1)} + s_1) / (s_2^{(1)} + s_1 + A) - p_1. \quad (3.46)$$

Выражая p_1 в функции осадки s_1 в соответствии с выражением (3.8)

$$p_1 = p_u s_1 / (s_1 + A), \quad (3.47)$$

и подставляя формулу (3.46) в отношение (3.44), после преобразований получим:

$$K_2^{(2)} = \frac{p_u A}{(s_2^{(1)} + s_1 + A)(s_1 + A)}. \quad (3.48)$$

2. Точка находится в области отрицательных значений p_2, s_2 , но ее осадка по абсолютной величине не превышает значения упругой осадки от разгрузки при давлении p_1 , равной $s_{1r} = p_1 / K_r$. Положение такой точки на линии K_1 обозначено буквой a (рис. 3.10, в). По-

скольку линия разгрузки прямая, то коэффициент жесткости на втором шаге итераций будет:

$$K_2^{(2)} = K_r. \quad (3.49)$$

3. Точка располагается в области отрицательных значений p_2, s_2 и ее осадка превышает по абсолютной величине значение p_1 / K_r (точки e и c на рис. 3.10, в). В этом случае

$$K_2^{(2)} = p_1 / |s_2^{(1)}|. \quad (3.50)$$

В общем виде для d -го шага ($d = 1, 2, \dots$) имеем:

при $s_2^{(d)} \geq 0$

$$K_2^{(d+1)} = \frac{p_u A}{(s_2^{(d)} + s_1 + A)(s_1 + A)}; \quad (3.51)$$

при $s_2^{(d)} < 0$ и $|s_2^{(d)}| \leq p_1 / K_r$

$$K_2^{(d+1)} = K_r; \quad (3.52)$$

при $s_2^{(d)} < 0$ и $|s_2^{(d)}| > p_1 / K_r$

$$K_2^{(d+1)} = p_1 / |s_2^{(d)}|. \quad (3.53)$$

Для точек с признаком O_1 начало новой системы координат располагается в точке 0, s_1 на оси ординат по системе координат при нагрузке 1. В новой системе координат сжатие основания начинается с точки на оси s_2 , ордината которой равна s_1 . По результатам первого шага, на котором в точках с признаком O_1 принято $K_2^{(1)} = K_1 = 0$, точка может находиться в положениях a, e или c (рис. 3.10, з).

Если точка не опускается ниже начала кривой деформирования основания (точки e, c), т. е. соблюдается условие $s_2^{(1)} \leq 0$, а при положительном значении осадки $s_2^{(1)} \leq |s_1|$ (s_1 — величина отрицательная, в расчете на нагрузку 1), то, очевидно, $K_2^{(2)} = 0$.

При расположении точки ниже начала кривой деформирования основания (точка a на рис. 3.10, з) коэффициент жесткости на втором шаге определится по формуле

$$K_2^{(2)} = \bar{p}_2^{(1)} / s_2^{(1)}. \quad (3.54)$$

В соответствии с формулой (3.8)

$$\bar{p}_2^{(1)} = p_u (s_2^{(1)} + s_1) / (s_2^{(1)} + s_1 + A), \quad (3.55)$$

поэтому окончательно получим:

$$K_2^{(2)} = \frac{p_u(s_2^{(1)} + s_1)}{(s_2^{(1)} + s_1 + A)s_2^{(1)}}. \quad (3.56)$$

Для d -го шага ($d = 1, 2, \dots$) формулы коэффициентов жесткости точек с признаком O_1 имеют вид:

при $s_2^{(d)} \leq 0$

$$K_2^{(d+1)} = 0; \quad (3.57)$$

при $0 < s_2^{(d)} \leq |s_1|$

$$K_2^{(d+1)} = 0; \quad (3.58)$$

при $0 < s_2^{(d)} > |s_1|$

$$K_2^{(d+1)} = \frac{p_u(s_2^{(d)} + s_1)}{(s_2^{(d)} + s_1 + A)s_2^{(d)}}. \quad (3.59)$$

В рассматриваемом итерационном процессе вычисления останавливаются, если разность между последовательными приближениями становится меньше заранее выбранного достаточно малого числа.

Что касается признаков точек при нагрузке $2'$, то они аналогичны таковым при нагрузке 2 метода суммарных нагружений. Кроме точек с признаками H и O_1 , появляются в общем случае точки с признаками P_2 и O_2 . Признак P_2 характеризует точки на линии разгрузки, а O_2 — на вертикальной линии, отражающей отрыв фундамента от поверхности полностью разгруженного в данной точке основания.

При расчете на следующую простую нагрузку $3'$ для каждой точки вводится своя система координат с началом p_2, s_2 , отсчитываемым по начальной системе координат.

Значения p_2 и s_2 определяются по формулам:

$$p_2 = p_1 + p'_2; \quad (3.60)$$

$$s_2 = s_1 + s'_2, \quad (3.61)$$

где p'_2 и s'_2 — окончательные координаты рассматриваемой точки в системе координат p_2, s_2 при нагрузке $2'$.

На рис. 3.11 приведены расчетные диаграммы деформирования в точках с признаками H, O_1, P_2 и O_2 при нагрузке $3'$. Методика определения коэффициентов жесткости остается неизменной и не требует дополнительных пояснений. На первом шаге итераций ис-

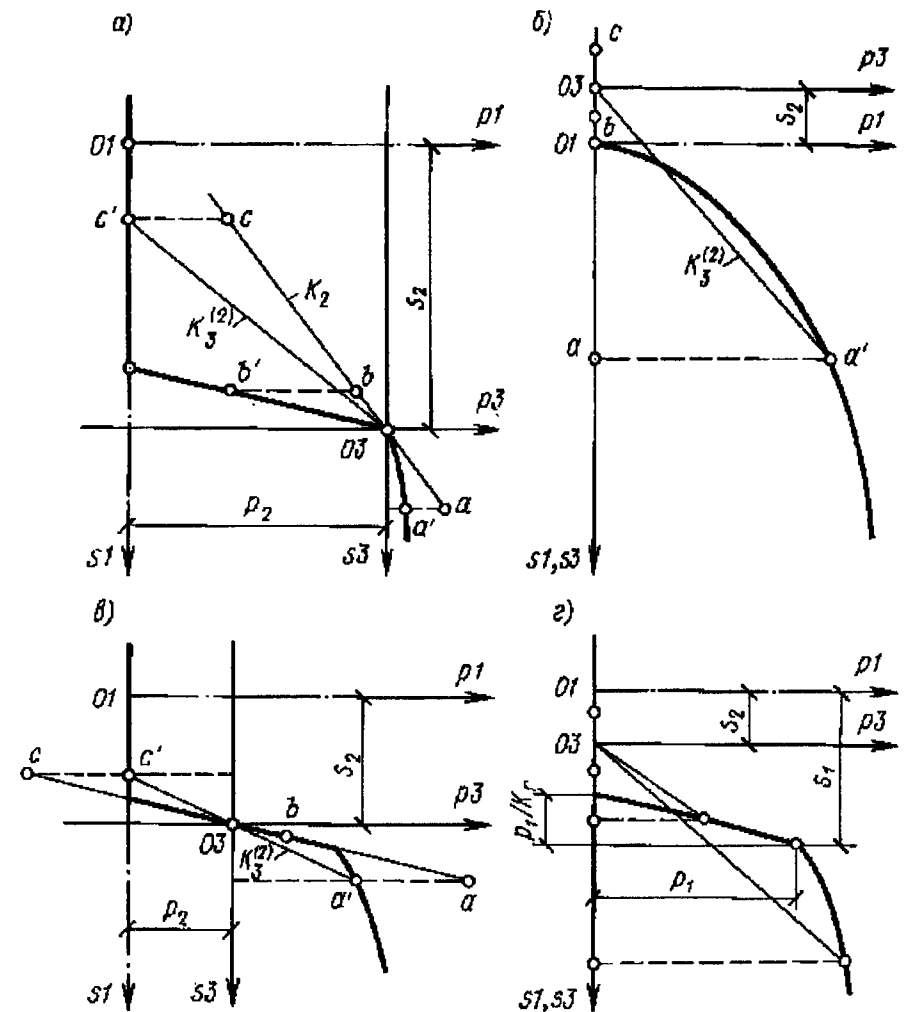


Рис. 3.11. Диаграммы деформирования и определение коэффициентов жесткости точек с признаками H, O_1, P_2 и O_2 при нагрузке $3'$

пользуются значения коэффициентов жесткости K_2 , полученные в расчете на нагрузку $2'$. Формулы для определения значений коэффициентов жесткости даны в табл. 3.4.

Подобным образом решается задача при нагрузке $4'$ и последующих нагружениях. Для ускорения сходимости расчетов могут быть применены те же приемы, которые предлагались в п. 5.

Таблица 3.4

Условия и формулы для определения значений коэффициентов жесткости основания при нагрузке $3'$ на $d + 1$ -м шаге расчета ($d = 1, 2, \dots$)

Признак точки	Условие	Формула для $K_3^{(d+1)}$
H	$s_3^{(d)} \geq 0$	$\frac{p_u A}{(s_3^{(d)} + s_2 + A)(s_2 + A)}$;
	$s_3^{(d)} < 0$ и $ s_3^{(d)} \leq p_2/K_r$	K_r ;
	$s_3^{(d)} < 0$ и $ s_3^{(d)} > p_2/K_r$	$p_2/ s_3^{(d)} $
O ₁	$s_3^{(d)} \leq 0$	0
	$0 < s_3^{(d)} \leq s_2 $	0
	$0 < s_3^{(d)} > s_2 $	$\frac{p_u(s_3^{(d)} + s_2)}{s_3^{(d)}(s_3^{(d)} + s_2 + A)}$
P ₂	$s_3^{(d)} < 0$ и $ s_3^{(d)} \leq p_2/K_r$	K_r ;
	$s_3^{(d)} < 0$ и $ s_3^{(d)} > p_2/K_r$	$p_2/ s_3^{(d)} $;
	$0 \leq s_3^{(d)} \leq (s_1 - s_2)$	K_r ;
	$s_3^{(d)} > (s_1 - s_2)$	$\frac{p_u A}{(s_3^{(d)} + s_2 + A)(s_2 + A)}$
O ₂	$s_3^{(d)} \leq 0$	0
	$0 < s_3^{(d)} \leq (s_1 - s_2 - p_1/K_r)$	0
	$(s_1 - s_2 - p_1/K_r) < s_3^{(d)} < (s_1 - s_2)$	$\frac{(s_3^{(d)} - s_1 + s_2)K_r + p_1}{s_3^{(d)}}$;
	$s_3^{(d)} \geq (s_1 - s_2)$	$\frac{p_u(s_3^{(d)} + s_2)}{s_3^{(d)}(s_3^{(d)} + s_2 + A)}$

7. Определение касательных контактных напряжений

При действии сдвигающих сил на сооружения, а также при воздействии горизонтальных деформаций земной поверхности (например, при подработке) возникает задача определения касательных контактных напряжений. При переменных сдвигающих нагрузках и воздействиях целесообразно учитывать нелинейно-неупругую деформируемость грунта.

На основании имеющихся опытных данных можно принять, что нагружение описывается гиперболическим законом вида (3.5), а разгружение — прямой линией, т. е. подобно закону деформирования при нормальных контактных напряжениях. При этом вид диаграммы деформирования не зависит от знака сдвигающей нагрузки или горизонтальных деформаций земной поверхности (рис. 3.12).

Зависимость горизонтального смещения от касательного напряжения, подобно формуле (3.6), принимается в виде:

$$u = \tau B / (\tau_u - \tau); \quad (3.62)$$

$$B = \bar{u}(\tau_u / \bar{\tau} - 1); \quad (3.63)$$

$$\tau_u = p \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (3.64)$$

где p — нормальное напряжение; φ и c — соответственно расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта.

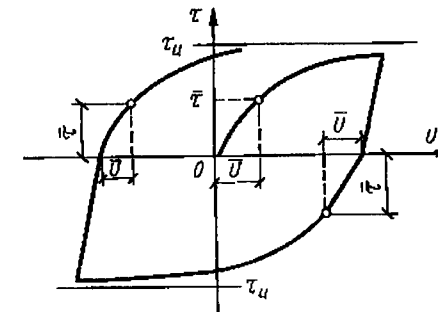


Рис. 3.12. Расчетная диаграмма деформирования поверхности основания при горизонтальной нагрузке

Горизонтальное смещение $\bar{u}$ поверхности основания от действия касательных напряжений $\bar{\tau}$, не превышающих τ_u , определяется расчетом или экспериментально.

При определении $\bar{u}$ расчетным путем можно пользоваться имеющимся решением для горизонтального перемещения поверхности линейно-упругого полупространства при действии равномерно распределенных касательных напряжений $\bar{\tau}$ [9]:

$$\bar{u} = \frac{\bar{\tau} \sqrt{F} (1 + \mu) (1 - \omega_x \mu)}{\omega_z E}, \quad (3.65)$$

где F — площадь подошвы фундамента; μ — коэффициент Пуассона грунта; E — модуль деформации грунта; ω_x и ω_z — безразмерные коэффициенты, зависящие от соотношения сторон подошвы фундамента.

Касательные напряжения $\bar{\tau}$ рассматриваются как предел пропорциональности. В практических расчетах рекомендуется принимать

$$\bar{\tau} = 0,5\tau_u. \quad (3.66)$$

Из зависимости (3.62) получим:

$$\tau = \tau_u u / (u + B). \quad (3.67)$$

Аналогично формуле (3.10) находим:

$$C = \tau_u / (u + B), \quad (3.68)$$

где C — секущий коэффициент жесткости основания при сдвиге (коэффициент жесткости при разгрузке C_r принимается постоянным).

При решении контактной задачи, связанной с определением касательных напряжений, необходимо учитывать двустороннюю связь основания с фундаментом при знакопеременном сдвиге и зависимость касательных напряжений от нормальных контактных напряжений (см. рис. 1.8, б). Для наиболее распространенного случая действия горизонтальных нагрузок после приложения вертикальных, расчет может быть произведен в следующем порядке.

1. Выполняется расчет на действие только вертикальных нагрузок и воздействий, в результате которого определяются нормальные контактные напряжения p .

2. По найденным значениям p для расчетных контактных точек вычисляются параметры диаграмм деформирования основания при сдвиге по формулам (3.63) и (3.64).

3. Выполняется итерационный расчет на действие только горизонтальных нагрузок и воздействий.

Рассмотрим особенности определения коэффициентов жесткости при сдвиге на каждом шаге расчета при трех последовательных простых нагружениях, используя метод отдельных нагружений (см. п. 6).

Нагрузка 1Γ (здесь Γ — горизонтальная). Вначале по результатам расчета на вертикальное нагружение определяются значения τ_u и B .

На первом шаге расчета вычисляются значения коэффициентов жесткости каждой конкретной точки по формуле

$$C_1^{(1)} = \tau_u / B. \quad (3.69)$$

В точках, где нормальные контактные напряжения оказались равными нулю, $C_1^{(1)} = 0$.

При вычисленных значениях $C_1^{(1)}$ решается линейно-упругая контактная задача для заданного сооружения с учетом действия только горизонтальной нагрузки 1Γ . По полученным знакам $u_1^{(1)}$ и $\tau_1^{(1)}$ назначаются такие же знаки τ_u и B в тех же точках. Это необходимо для приведения в соответствие знаков τ_u и B со знаками $\tau_1^{(1)}$ и $u_1^{(1)}$ в принятой системе координат.

На втором и последующих шагах коэффициенты жесткости вычисляются по формуле (3.70):

$$C_1^{(d+1)} = \tau_u / (u_1^{(d)} + B) \quad (d=1, 2, \dots), \quad (3.70)$$

что графически изображено на рис. 3.13, а.

Процесс итераций заканчивается, если удовлетворяется условие

$$\left| \frac{u_1^{(d+1)} - u_1^{(d)}}{u_1^{(d)}} \right| \leq \xi. \quad (3.71)$$

Окончательные значения касательных напряжений, горизонтальных смещений и коэффициентов жесткости при расчете на нагрузку 1Γ обозначаются τ_1 , u_1 , C_1 .

Нагрузка $2'\Gamma$. Система координат и линии деформирования основания для точки, получившей при нагрузке 1Γ смещение вправо (положительные значения τ_1 и u_1), показаны на рис. 3.13, б. Начало координат $O2$ помещено в этой точке. В результате расчета на нагрузку $2'\Gamma$ возможны следующие перемещения точки: a — в положительном направлении оси $u2$ на линию прямого нагружения; b — в отрицательном направлении оси $u2$ на линию разгрузки; c — в отрицательном направлении оси $u2$ на линию обратного нагружения, направленную влево. Под прямым нагружением подразумевается направление перемещения точки, выявленное в расчете на нагрузку 1Γ ; под обратным — перемещение в противоположном направлении.

Коэффициенты жесткости на d -м шаге итераций ($d=1, 2, \dots$) могут быть получены тем же путем, что и в случае нормальной к поверхности основания нагрузки (см. п. 6). В координатах τ_2 , u_2 , для положительной ветви диаграммы деформирования они вычисляются по формулам:

$$\text{при } u_2^{(d)} \geq 0$$

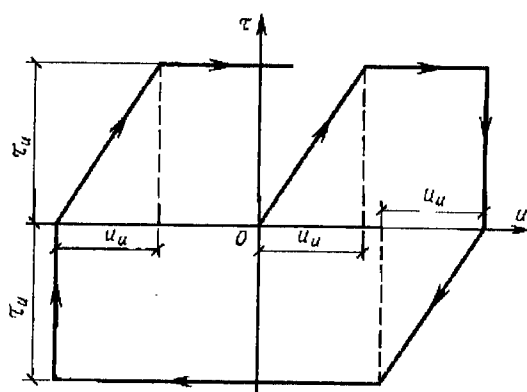
$$C_2^{(d+1)} = \frac{\tau_u B}{(u_2^{(d)} + u_1 + B)(u_1 + B)}; \quad (3.72)$$

Окончательные значения силовых и деформационных факторов при нагрузке $2'Г$ обозначаются с индексом 2 внизу: τ'_2, u'_2, C'_2 .

Нагрузка $3'Г$. На рис. 3.14 показаны три типа точек, образующихся в результате расчета на нагрузку $2'Г$. На этом же рисунке изображен ход получения решения при различных вариантах расположения точек в процессе итераций. Легко видеть, что определение коэффициентов жесткости здесь также не представляет принципиальных затруднений.

Аналогичный подход используется и дальше при последующих нагружениях. Необходимо лишь учитывать места расположения точек на линиях деформирования основания, полученные при расчетах на предыдущее нагружение. Решение носит общий характер и позволяет определять контактные напряжения при любом выборе зависимостей $\tau - u$.

Следует отметить, что при проектировании сооружений на под-



рабатываемых территориях в качестве одного из основных видов воздействий со стороны основания учитываются горизонтальные деформации растяжения или сжатия земной поверхности. При этом весьма часто встречаются случаи, когда в условиях много-

Рис. 3.15. Упрощенная диаграмма деформирования основания при сдвиге

кратной подработки сооружение подвергается воздействию горизонтальных деформаций разных знаков. Для решения задач, связанных с учетом многократной подработки, можно принять упрощенную диаграмму деформирования основания от касательной нагрузки к его поверхности (рис. 3.15), предложенную и обоснованную Р. А. Муллером [11]. В этой диаграмме предельное касательное напряжение τ_u определяется по формуле (3.64).

Предельный сдвиг u_u , по достижении которого прекращается нарастание сопротивления грунта сдвигу, может быть определен по эмпирической формуле, полученной В. П. Козловым [11]:

$$u_u = (0,12p + 3,5) \cdot 10^{-3}, \quad (3.75)$$

где p — нормальное контактное напряжение по подошве фундамента, кН/м; 0,12 и 3,5 — эмпирические коэффициенты, имеющие соответственно размерность $\text{м}^2/\text{кН}$ и м .

РАСЧЕТ СООРУЖЕНИЙ С УЧЕТОМ ПОЛЗУЧЕСТИ КОНСТРУКЦИЙ И ГРУНТА

1. Общие сведения

Явление ползучести, т. е. нарастание деформаций нагруженного тела во времени, наблюдается во многих строительных материалах (бетоне, кирпиче и др.) и грунтах. В наибольшей степени проявлению деформаций ползучести подвержены глинистые грунты. Если деформации ползучести бетона при эксплуатационных нагрузках превышают значение мгновенной деформации примерно в 2 — 4 раза, то для глинистых грунтов это превышение составляет десятки и даже сотни раз (водонасыщенные грунты).

Для бетонных и железобетонных конструкций обычно принимается линейная зависимость деформаций ползучести от напряжений, что позволяет использовать удобный для расчетов параметр — характеристику ползучести $\varphi^{(uv)}$, равную отношению относительной деформации ползучести $\varepsilon^{(uv)}$ в момент времени t_v к относительной упруго-мгновенной деформации $\varepsilon^{(u)}$ в момент нагружения t_u :

$$\varphi^{(uv)} = \varepsilon^{(uv)} / \varepsilon^{(u)}. \quad (4.1)$$

Кроме характеристики ползучести, часто пользуются так называемой мерой ползучести C , которая представляет собой относительную деформацию ползучести, возникшую при напряжении единичной интенсивности. Кривую относительных деформаций ползучести можно трактовать как кривую меры ползучести, если заменить ε на C . Между C и φ существует простая зависимость:

$$\varphi^{(uv)} = E^{(u)} C^{uv}, \quad (4.2)$$

где $E^{(u)}$ — модуль упруго-мгновенной деформации, соответствующий моменту нагружения t_u .

Поскольку характеристика ползучести показывает, во сколько раз перемещение (линейное смещение, угол поворота и т. п.) какой-либо точки конструкции, вызванное деформацией ползучести, превышает ее упругое перемещение, можно записать следующее выражение для полного перемещения этой точки в момент времени t_v :

$$\bar{\delta}^{(uv)} = \delta^{(u)} + \delta^{(uv)} = \delta^{(u)} + \delta^{(u)} \varphi^{(uv)} = \delta^{(u)} (1 + \varphi^{(uv)}), \quad (4.3)$$

где $\bar{\delta}^{(uv)}$ — полное, с учетом ползучести, перемещение в момент

времени t_v (черточка над δ указывает на то, что данное перемещение состоит из мгновенного и длительного перемещений в отличие от $\delta^{(uv)}$, которое обозначает чисто длительное перемещение, обусловленное ползучестью материала); $\delta^{(u)}$ — мгновенное перемещение в момент приложения нагрузки t_u .

Для расчета сооружений с учетом ползучести конструкций необходимо знать численные значения характеристики ползучести в заданные моменты времени. В расчетах удобнее пользоваться аналитическим выражением характеристики ползучести, но можно пользоваться и отдельными значениями $\varphi^{(uv)}$, найденными из опыта. Исследования показывают, что характеристика ползучести бетона с достаточной для практики точностью выражается в виде показательной функции

$$\varphi^{(uv)} = (A + Be^{-\gamma t_u}) [1 - e^{-\gamma(t_v - t_u)}], \quad (4.4)$$

где A , B и γ — коэффициенты, определяемые экспериментальным путем.

В формуле (4.4) отсчет времени t_u и t_v ведется от момента начала твердения бетона, который принимается за нуль. При $t_v = \infty$ получим значение конечной характеристики ползучести бетона, загруженного в возрасте t_u :

$$\varphi^{(u\infty)} = A + Be^{-\gamma t_u}. \quad (4.5)$$

Из формулы (4.5) следует, что с увеличением возраста бетона, в котором прикладывается нагрузка, конечная характеристика ползучести уменьшается. Это свойство бетона называют старением. Однако при загрузке бетона примерно в возрасте 2 лет конечная характеристика ползучести практически становится постоянной, равной $\varphi^{(u\infty)} = A$. Такое свойство ползучести называют наследственностью.

В зависимости от того, какое из указанных свойств ползучести принимается в качестве основы для установления зависимости между напряжениями и деформациями, различают три теории ползучести: старения, упругой наследственности и наследственную теорию старения. Решения теорий старения и упругой наследственности можно получить, как частные случаи, из наследственной теории старения. Подробное описание теорий ползучести и рекомендации по определению величин деформаций ползучести различных бетонов можно найти в специальной литературе.

При проектировании зданий и сооружений, возводимых на податливых грунтовых основаниях, определяются обычно так называемые конечные, или стабилизированные, осадки. Эти осадки вычисляются в предположении, что процесс деформации грунтов основания во времени уже закончился. Однако во многих практи-

ческих случаях знание только величины полной осадки будет совершенно недостаточным, так как сохранность сооружений зависит не только от величины осадки и ее неравномерности, но и от скорости осадки во времени. Например, в песчаных грунтах процесс деформации основания во времени протекает весьма быстро и заканчивается, как правило, уже в течение строительного периода, а в глинистых грунтах этот процесс может продолжаться в течение многих лет и даже десятилетий.

Скорость уплотнения, или, как принято говорить в механике грунтов, консолидации, водонасыщенных грунтов определяется в основном скоростью выжимания воды из пор грунта. Протекание осадок таких грунтов во времени описывается теорией фильтрационной консолидации. Для уплотненных глинистых грунтов основную роль в развитии длительных деформаций играет ползучесть скелета грунта, которая достаточно достоверно отражается теорией наследственной ползучести. В грунте, состоящем из двух фаз (скелета и гидравлически непрерывной жидкости), оба процесса — выдавливание из пор воды и ползучесть скелета грунта, протекают одновременно. Осадки двухфазного грунта в любой момент времени можно определить, например, с помощью инженерных решений, предложенных Н. А. Цытовичем, или уточненных решений, полученных Ю. К. Зарецким.

По аналогии с бетоном для удобства расчетов конструкций с учетом длительных деформаций основания можно ввести понятие характеристики консолидации и ползучести грунтов $\xi^{(uv)}$, равной отношению осадки $s^{(uv)}$ в момент времени t_v от нагрузки, приложенной в момент t_u , к упруго-мгновенной осадке основания $s^{(u)}$:

$$\xi^{(uv)} = s^{(uv)} / s^{(u)}. \quad (4.6)$$

Кривые $s = f(t)$ и $\xi = F(t)$ изображены на рис. 4.1.

Условимся в дальнейшем под термином “ползучесть” подразумевать как деформации ползучести элементов конструкций, расположенных на грунтовом основании (фундаменты, верхнее строение), так и процесс уплотнения грунта за счет выжимания поровой жидкости и одновременно протекающей ползучести скелета грунта.

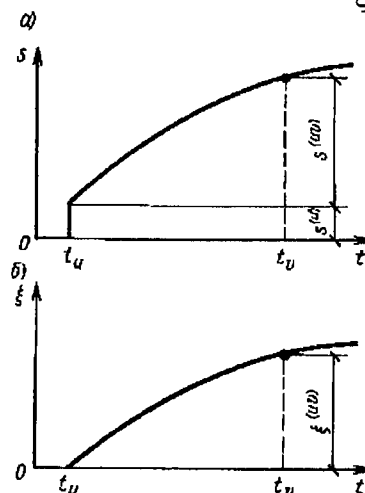


Рис. 4.1. Кривые ползучести грунта: а — относительные деформации ползучести; б — характеристики ползучести

2. Коэффициенты жесткости длительно деформируемого основания

Типичные кривые ползучести грунта при ступенчатом нагружении и разгрузке приведены на рис. 4.2, а. Нагрузка прикладывается в моменты времени t_0, t_1, t_2 ; разгрузка происходит в момент t_3 . Вид кривых ползучести зависит от нагрузки: кривая AB характеризует затухающую ползучесть, наблюдающуюся при нагрузке, меньшей некоторого предела; кривая CD — установившуюся ползучесть, которая с некоторого момента времени после загрузки протекает с практически постоянной скоростью; кривая EF — прогрессирующую ползучесть с непрерывно нарастающей скоростью деформирования. Вертикальные отрезки OA, BC и DE соответствуют мгновенным деформациям, которые появляются в момент приложения нагрузки. Отрезок FG представляет собой мгновенно восстанавливаемую деформацию при разгрузке грунта, а кривая GH — деформацию обратной ползучести. Мгновенные деформации $s^{(u)}$ обозначены одним индексом, указывающим момент приложения нагрузки $t_{(u)}$ ($s^{(0)}, s^{(1)}$ и т. д.); собственно деформации ползучести $s^{(uv)}$ обозначены двумя индексами, где первый индекс u обозначает момент приложения нагрузки, а второй v — рассматриваемый момент времени $t_{(v)}$ ($s^{(01)}, s^{(1v)}$ и т. д.).

График деформирования (см. рис. 4.2, а) можно построить в виде обычной зависимости деформаций от нагрузки (рис. 4.2, б). Здесь наклонные сплошные линии относятся к мгновенным деформациям, вертикальные — к деформациям ползучести; штриховые кривые отражают нелинейный характер деформирования грунта в условно стабилизированном состоянии. Полная деформация (или осадка) s_n состоит из остаточной s_0 и упругой s_y .

Для определения коэффициентов жесткости, характеризующих переменную во времени жесткость основания на контакте с фундаментом, необходимо найти осадки основания в различные моменты времени. При этом следует различать, как показано выше, три вида осадок: мгновенную, конечную (полностью или условно стабилизированную) и текущую.

Экспериментами доказано (С. Р. Месчан и др.), что зависимость между мгновенными деформациями и напряжениями с достаточной точностью выражается линейным законом, хотя модуль мгновенной деформации является величиной переменной, зависящей от изменения физико-механических свойств грунта в процессе ползучести. Однако экспериментальное определение модуля мгновенной деформации встречает ряд затруднений, связанных с фиксацией мгновенных деформаций, ввиду чрезвычайно быстрого протекания процесса ползучести в момент загрузки. Поэтому при определении коэффициентов жесткости принимаем, что модуль мгновенной деформации совпадает с обычным модулем упругой деформации E_y .

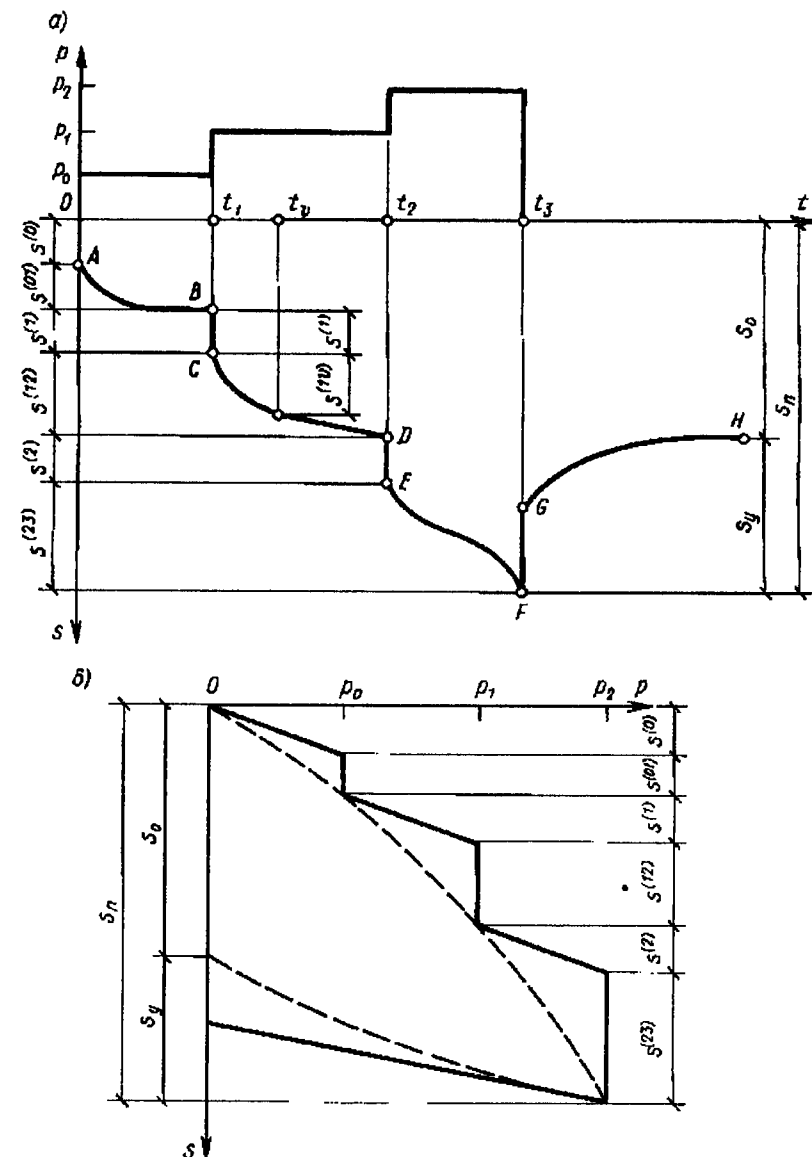


Рис. 4.2. Диаграммы деформирования грунта:

а — зависимость осадок от нагрузки и времени; б — зависимость осадок от нагрузки

Такое допущение практически не вносит дополнительных погрешностей в решения контактных задач и в то же время значительно упрощает методику экспериментальных исследований механических свойств грунта. Имея значения E_y , нетрудно вычислить упругие осадки s_y и упругие коэффициенты жесткости K_y основания как линейной деформируемой среды по существующей методике [9].

Второй вид осадок (конечные или полные) характеризуется нелинейной зависимостью $p - s$ (штриховая кривая на рис. 4.2, б). Определение этих осадок и соответствующих коэффициентов жесткости производится по методике определения коэффициентов жесткости нелинейно деформируемого основания, описанной в гл. 3.

Таким образом, жесткости основания в начальном и стабилизированном состоянии известны. Задача состоит в том, чтобы найти коэффициент жесткости основания в промежутке между этими двумя состояниями, т. е. в моменты времени $0 < t < \infty$. Это весьма сложно, поскольку здесь необходимо рассматривать вопросы пространственной консолидации и ползучести слоя грунта под действием внешней нагрузки. Поскольку в основаниях сооружений обычно допускается только затухающая и иногда незначительная установившаяся ползучесть, имеющиеся решения задач ползучести грунта касаются в основном случая затухающей линейной (в отношении нагрузок) ползучести. Однако при смещениях земной поверхности, больших определенного предела (особенно ступенчатой формы), на отдельных участках контакта фундамента с грунтом в течение некоторого времени может проявляться прогрессирующая ползучесть, приводящая грунт к хрупкому разрушению или к вязкому течению. Если среднее давление под подошвой фундамента не превышает предела пропорциональности, то прогрессирующая ползучесть отдельных участков основания быстро переходит в затухающую, вследствие перемещений фундамента и перераспределения контактных давлений. Эти обстоятельства характерны для сложных грунтовых условий и в той или иной мере должны быть учтены при исследовании взаимодействия сооружений с основаниями.

Для определения текущих коэффициентов жесткости $K(t)$ необходимо знать протекание осадок поверхности основания под действием нагрузки p , равномерно распределенной по площади подошвы фундамента. Тогда коэффициент жесткости какой-либо точки поверхности основания в момент времени t может быть вычислен по общей формуле

$$K(t) = p/s_n(t), \quad (4.7)$$

где $s_n(t)$ — полная осадка рассматриваемой точки поверхности основания в момент времени t .

Полная осадка $s_n(t)$ состоит из мгновенной (упругой) осадки s_y и текущей s_r . Если известно значение конечной остаточной осадки s_o , то текущую осадку в случае линейной ползучести можно представить в форме

$$s(t) = s_o f(t), \quad (4.8)$$

где $f(t)$ — некоторая функция времени, изменяющаяся от нуля в момент загрузки (при $t = 0$) до единицы (при $t = \infty$).

Характеристика ползучести грунта ξ , представляет собой отношение текущей осадки к упруго-мгновенной осадке:

$$\xi_t = \frac{s_t}{s_y} = \frac{s_o}{s_y} f(t). \quad (4.9)$$

Введение характеристики ползучести позволяет записать формулу (4.7) следующим образом:

$$K(t) = K_y / (1 + \xi_t), \quad (4.10)$$

где $K_y = p/s_y$ — упругий коэффициент жесткости, определяемый по известной методике [9].

Остаточная осадка s_y при давлении p , не превышающем предела пропорциональности, определяется также по упомянутой методике [9]. Если p превышает предел пропорциональности, то s_o следует определять с учетом нелинейной зависимости осадок от давлений. В последнем случае для нахождения s_o можно воспользоваться нелинейной зависимостью (3.5). Подставляя эту зависимость в формулу $s_o = s_n - s_y$, а затем, вводя полученное выражение s_o в формулу (4.9), находим

$$\xi_t = \left[\frac{\bar{s}(p_u - \bar{p})p}{s_y(p_u - p)\bar{p}} - 1 \right] f(t). \quad (4.11)$$

Поскольку упругая осадка s_y линейно зависит от давления p , ее можно выразить в зависимости от упругой осадки $\bar{s}_y$ при фиксированном давлении $\bar{p}$:

$$s_y = \bar{s}_y p / \bar{p}. \quad (4.12)$$

Подставляя выражение (4.12) в формулу (4.11), получаем более удобную для расчетов формулу характеристики ползучести:

$$\xi_t = \left[\frac{\bar{s}(p_u - \bar{p})}{\bar{s}_y(p_u - p)} - 1 \right] f(t). \quad (4.13)$$

Для области линейной ползучести и при линейной зависимости между полными осадками и нагрузками справедлив принцип наложения. Поэтому при ступенчато возрастающей нагрузке полная осадка, развивающаяся к моменту времени t_v , может быть определена как сумма

$$s(t_v) = \sum_{u=0}^n s_y^{(u)} (1 + \xi)^{(uv)}. \quad (4.14)$$

Здесь принято, что нагрузка прикладывается отдельными ступенями в моменты времени t_u ($u = 0, 1, 2, \dots, n$), причем рассматриваемый момент $t_v > t_n$. Характеристика ползучести, в соответствии с формулой (4.9), определяется по зависимости

$$\xi^{(uv)} = \frac{s_0^{(u)}}{s_y^{(u)}} f(t_v - t_u), \quad (4.15)$$

где $s_0^{(u)}$ и $s_y^{(u)}$ — остаточная и упругая осадки грунта от ступени (приращения) нагрузки, прикладываемой в момент времени t_u ; $f(t_v - t_u)$ — функция времени, зависящая от разности $t_v - t_u$.

При нелинейной ползучести и нелинейной зависимости между полными осадками и нагрузками текущая осадка в момент времени t_v от действия ступенчато возрастающей в моменты $t_0, t_1, \dots, t_n$ ($t_v > t_n$) нагрузки определяется выражением

$$s(t_v) = \sum_{u=0}^n (s^{(u)} + s^{(u,u+1)}) + s^{nv}, \quad (4.16)$$

где $s^{(u)}$ — упругая осадка в момент времени t_u от действия приращения нагрузки $\Delta p = p^{(u)} - p^{(u-1)}$, приложенной в момент времени t_u ; $s^{(u,u+1)}$ — осадка ползучести в момент времени t_{u+1} от действия полной нагрузки $p^{(u)}$, действующей с момента времени t_u ; $s^{(nv)}$ — осадка ползучести в момент времени t_v от нагрузки p_n .

Осадка ползучести $s^{(01)}$ в момент времени t_1 от действия первой ступени нагрузки p_0 , приложенной в момент времени t_0 , в соответствии с выражением (4.8) определяется по формуле

$$s^{(01)} = s_0^{(0)} f(t_1 - t_0). \quad (4.17)$$

Остаточная осадка $s_0^{(0)}$ от нагрузки p_0 равна разности между полной $s_n^{(0)}$ и упругой $s_y^{(0)}$ осадками:

$$s_0^{(0)} = s_n^{(0)} - s_y^{(0)}. \quad (4.18)$$

В свою очередь полная осадка может быть определена по формуле

$$s_n^{(0)} = \frac{\bar{s}(p_u - \bar{p}) p_0}{\bar{p}(p_u - p_0)}. \quad (4.19)$$

Таким образом, имеем окончательно

$$s^{(01)} = \left[\frac{\bar{s}(p_u - \bar{p}) p_0}{\bar{p}(p_u - p_0)} - s_y^{(0)} \right] f(t_1 - t_0). \quad (4.20)$$

При определении осадок ползучести от следующих ступеней нагрузки необходимо учитывать влияние предыдущих ступеней на-

грузки. В этом случае фигурирующая в формуле (4.8) остаточная осадка должна вычисляться как разность между остаточной осадкой $s_0^{(u)}$ от нагрузки $p^{(u)}$ и остаточной осадкой $s^{(u-1)}$ от нагрузки $p^{(u-1)}$:

$$s^{(u,u+1)} = (s_0^{(u)} - s_0^{(u-1)}) f(t_{u+1} - t_u) = \left[(s_n^{(u)} - s_y^{(u)}) - (s_n^{(u-1)} - s_y^{(u-1)}) \right] f(t_{u+1} - t_u). \quad (4.21)$$

Подставляя сюда s_n , определенную по формуле (4.19), получаем

$$s^{(u,u+1)} = \left[\frac{s(p_u - \bar{p}) p^{(u)}}{\bar{p}(p_u - p^{(u)})} - \frac{\bar{s}(p_u - \bar{p}) p^{(u-1)}}{\bar{p}(p_u - p^{(u-1)})} - s_y^{(u)} + s_y^{(u-1)} \right] f(t_{u+1} - t_u). \quad (4.22)$$

Осадка $s^{(nv)}$ вычисляется по формуле (4.22), где вместо индексов u и $u+1$ нужно принять соответственно индексы n и v .

Коэффициент жесткости основания в момент времени t_v находится по общей формуле

$$K(t_v) = p_n / s(t_v). \quad (4.23)$$

Если после приложения каждой ступени нагрузки осадки стабилизируются, т. е. $f(t_{u+1} - t_u) = 1$ ($u = 0, 1, \dots, n$), то из выражения (4.16), после подстановки в него формул осадок (4.20) и (4.22), получается выражение полной осадки от нагрузки p_n :

$$s(t_v) = \frac{\bar{s}(p_u - \bar{p}) p_n}{\bar{p}(p_u - p_n)}. \quad (4.24)$$

Для грунтов, обладающих реологическими свойствами, возникает вопрос, какое значение предельного сопротивления следует подставлять в приведенные выше формулы. Дело в том, что при кратковременных испытаниях таких грунтов получается одно значение $p_{u,d}$, а при длительных — другое, причем $p_{u,d} < p_{u,k}$ (здесь индексы “д” и “к” означают длительное и кратковременное нагружение). При расчете сооружений с учетом деформаций ползучести грунтов можно рекомендовать в качестве расчетного параметра такое значение p_u , которое оказывается более невыгодным для данного случая, поскольку механика грунтов не располагает в настоящее время достаточно надежными данными по рассматриваемому вопросу.

При частичной или полной разгрузке грунта, как было показано выше (см. рис. 4.2, а), в момент разгрузки одна часть деформаций восстанавливается мгновенно, а другая — в течение некоторого времени. Полное значение восстанавливающейся деформации может быть принято равным упругой деформации s_y , определяемой

по нагрузке, численно равной уменьшению нагрузки (разгрузки). Следует заметить, что явление обратной ползучести изучено сравнительно мало, хотя его учет при расчете сооружений в случае сложного нагружения имеет весьма важное значение.

Для решения задач с учетом обратной ползучести примем следующие предпосылки:

мгновенные деформации в момент разгрузки равны нулю;

между деформациями обратной ползучести и нагрузками существует линейная зависимость;

для деформаций обратной ползучести выполняется закон наложения.

Тогда текущую восстанавливающуюся часть осадки можно представить в виде

$$s_{t,y} = s_y F(t), \quad (4.25)$$

где $F(t)$ — функция времени для обратной ползучести, равная нулю в момент разгрузки и единице при $t = \infty$.

Для получения полной текущей осадки после разгрузки надо вычесть в рассматриваемый момент времени из осадки нагружения осадку $s_{t,y}$. Пусть, например, в моменты времени $t_0, t_1, \dots, t_{n-1}$ происходит ступенчатое увеличение нагрузки, а в момент t_n — ее уменьшение на какую-либо величину Δp_n . Тогда в момент времени $t_v > t_n$ текущая осадка определится по формуле

$$s(t_v) = \sum_{u=0}^{n-1} (s^{(u)} + s^{(u, u-1)} + s^{(n-1, v)} - s^{(n)} F(t_v - t_n)), \quad (4.26)$$

где $s^{(n)}$ — упругая осадка от нагрузки Δp_n .

Коэффициент жесткости основания в момент времени t_v находится по формуле (4.23).

3. Расчет стержневых систем шаговым методом по времени

Задача расчета на ползучесть состоит в нахождении усилий и перемещений в системе, содержащей упруго-ползучие элементы, в произвольный момент времени t_n от длительного действия внешней нагрузки или деформационных воздействий со стороны основания. Существующие методы расчета статически неопределимых стержневых систем на ползучесть, связанные с необходимостью решения систем сложных интегральных, дифференциальных или интегрально-дифференциальных уравнений, мало пригодны не только для практики проектирования, но и для исследовательских целей. Степень точности имеющихся упрощенных способов расчета по сравнению со строгими решениями почти не исследована. Введение приближенных поправочных коэффициентов, как это приня-

то в нормативных документах, не дает возможности учесть все возможные условия работы сооружений и с достаточной точностью отразить их напряженно-деформированное состояние.

Для решения рассматриваемой задачи, учитывая современное развитие вычислительной техники, целесообразно применять численный метод расчета шагами по времени, позволяющий рассчитывать на ползучесть тот же класс стержневых систем, что и при обычных линейно-упругих расчетах. К этому классу могут быть причислены, при соответствующем выборе расчетной схемы, также и пластинчатые системы.

Метод расчета статически неопределимых стержневых систем, учитывающий ползучесть их элементов и ползучесть грунтов, в части учета длительных деформаций базируется на следующих основных предпосылках:

деформации ползучести описываются теорией упруго-ползучего тела (наследственной теорией старения Маслова — Арутюняна) как наиболее общей из линейных теорий ползучести;

для деформаций ползучести материалов конструкций и грунта применяется закон наложения;

между мгновенными деформациями и напряжениями существует линейная зависимость;

деформационные свойства основания описываются переменным коэффициентом жесткости.

Для универсализации методики расчета стержневые системы (балки, рамы), опирающиеся на сплошное основание, рассматриваются как расположенные на отдельных эквивалентных по жесткости упруго-ползучих опорах. При достаточно большом числе опор такая замена почти не отражается на точности получаемых результатов по сравнению с расчетом, учитывающим сплошность основания. Коэффициенты жесткости отдельных опор численно равны значениям приходящихся на данные опоры площадей эпюры коэффициентов жесткости основания. При наличии распределенной нагрузки на стержне, контактирующем с основанием, она приводится к системе сосредоточенных сил, приложенных над опорами.

Например, балка, лежащая на непрерывном упруго-ползучем основании переменной жесткости и нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис. 4.3, а), может быть представлена в виде неразрезной балки на упруго-ползучих опорах, нагруженной сосредоточенными силами над опорами (рис. 4.3, б). Жесткости K отдельных опор балки вычисляются по формулам

$$K_0 = A_0; K_1 = A_1; \dots; K_n = A_n, \quad (4.27)$$

где $A_0, A_1, \dots, A_n$ — соответствующие площади эпюры коэффициента жесткости основания.

Характеристики ползучести упруго-ползучих дискретных опор φ_i равны соответствующим характеристикам ползучести непрерывного основания ξ_i ($i = 0, 1, \dots, n$).

Для расчета системы шаговым методом время разбивается на

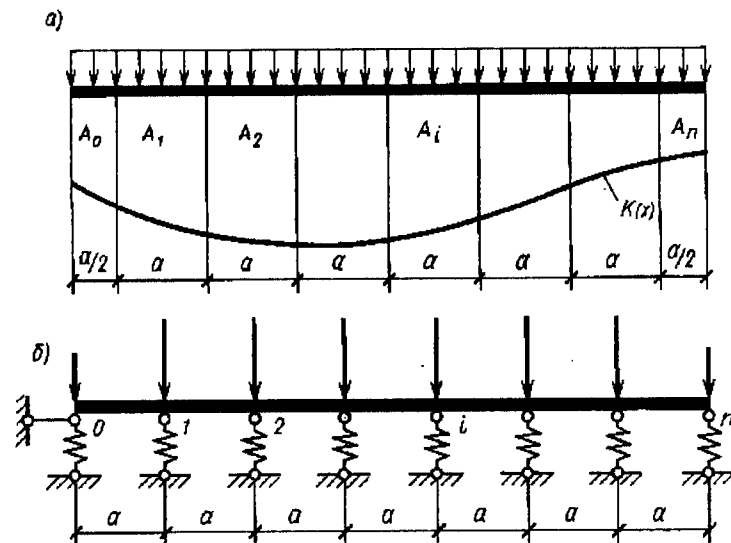


Рис. 4.3. Расчетные схемы балки на упруго-ползучем основании:

а — континуальная расчетная схема; б — дискретная расчетная схема

отрезки (шаги) произвольной величины. За нулевой момент времени t_0 принимается момент приложения к системе внешней нагрузки. Для моментов времени $t_1, t_2, \dots, t_n$ вычисляются (или принимаются из экспериментов) значения характеристик ползучести $\varphi_j^{(uv)}$, где u обозначает момент приложения нагрузки или момент изменения внутреннего усилия ($u = 0, 1, \dots, n-1$); v — рассматриваемый момент времени ($v = u + 1, u + 2, \dots, n$); j — элемент или группа элементов системы, имеющих одинаковые характеристики ползучести. Выбирается основная система и выполняется обычный упругий расчет методом сил для момента времени t_0 . В результате этого расчета находятся значения лишних неизвестных $X_1^{(0)}, X_2^{(0)}, \dots, X_m^{(0)}$, где m — степень статической неопределимости системы. Определяются значения лишних неизвестных в момент времени t_1 . За время от t_0 до t_1 перемещение в основной системе по направлению какого-либо лишнего неизвестного будет состоять из перемещений от ползучести под действием известных сил $X_1^{(0)}, X_2^{(0)}, \dots, X_m^{(0)}$, от внешней нагрузки и от упруго-ползучего перемещения под влиянием приращения лишних неизвестных $\Delta X_1^{(1)}, \Delta X_2^{(1)}, \dots, \Delta X_m^{(1)}$. Поскольку суммарные перемещения по направлениям лишних неизвестных от всех указанных воздействий должны быть равны нулю, можно записать систему обычных уравнений метода сил, но с учетом деформаций ползучести. В полученной системе неизвестными будут приращения лишних неизвестных за время $t_1 - t_0$. Решая эту систему уравнений, находим значения $\Delta X^{(1)}$.

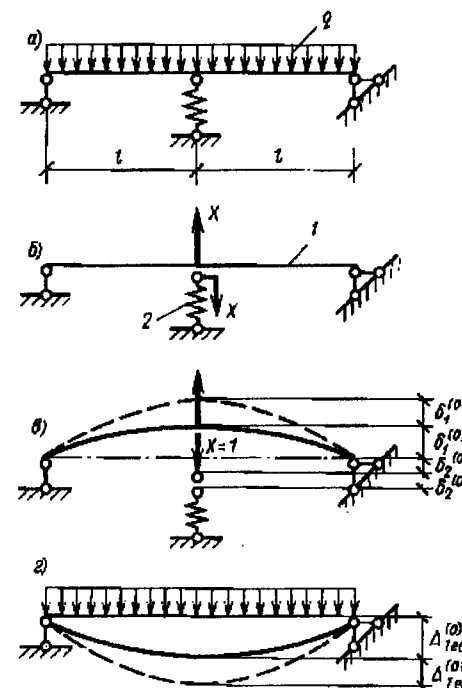


Рис. 4.4. К расчету балки на ползучесть:

а — заданная система; б — основная система; в — деформации основной системы от единичного висящего лишнего неизвестного; г — то же, от внешней нагрузки (сплошная линия — изогнутая ось балки в момент t_0 ; штриховая — то же, в момент t_1)

Зная усилия $X^{(0)}$ и $\Delta X^{(1)}$, нетрудно составить уравнения для момента времени t_2 и определить $\Delta X^{(2)}$. Продолжая последовательно расчет для моментов времени $t_3, t_4, \dots$, приходим к искомому моменту времени t_n .

Рассмотрим более подробно особенности расчета статически-неопределимых стержневых систем с учетом длительных процессов на простом примере двухпролетной неразрезной балки (рис. 4.4). Пусть балка 1 выполнена из упруго-ползучего материала (например, из железобетона), крайние опоры жесткие шарнирные, средняя опора 2 упруго-ползучая (например, опирание на водонасыщенный грунт).

Предположим: нагрузка q_0 , приложенная в момент времени t_0 , принимаемый за нулевой, не изменяется во времени (рис. 4.5); модуль упругости материала балки E и момент инерции ее сечения I также остаются постоянными во времени; между деформациями ползучести и напряжениями существует линейная зависимость. Требуется найти усилия и перемещения в заданной системе в момент времени t_n .

Разобьем отрезок t_n на участки длиной $\Delta t_1, \Delta t_2, \dots, \Delta t_n$. Точки деления обозначим $t_0, t_1, \dots, t_n$. Значения характеристик ползучести балки и опоры для моментов $t_1, t_2, \dots, t_n$ должны быть заранее известны — они могут быть получены непосредственно из опытов

или определены по формулам [например, формула (4.4)]. Таким образом, имеем ряд значений $\varphi_1^{(uv)}$ для балки и $\varphi_2^{(uv)}$ для опоры ($u = 0, 1, \dots, n-1$; $v = u + 1, u + 2, \dots, n$):

$$\begin{array}{ccccccc} \varphi_1^{(01)}, \varphi_1^{(02)}, \varphi_1^{(03)}, \varphi_1^{(04)}, \dots, \varphi_1^{(0n)}; & \varphi_2^{(01)}, \varphi_2^{(02)}, \varphi_2^{(03)}, \varphi_2^{(04)}, \dots, \varphi_2^{(0n)}; \\ \varphi_1^{(12)}, \varphi_1^{(13)}, \varphi_1^{(14)}, \dots, \varphi_1^{(1n)}; & \varphi_2^{(12)}, \varphi_2^{(13)}, \varphi_2^{(14)}, \dots, \varphi_2^{(1n)}; \\ \varphi_1^{(23)}, \varphi_1^{(24)}, \dots, \varphi_1^{(2n)}; & \varphi_2^{(23)}, \varphi_2^{(24)}, \dots, \varphi_2^{(2n)}; \\ \dots & \dots \\ \varphi_1^{(n-1, n)}; & \varphi_2^{(n-1, n)}. \end{array}$$

Соответствующие кривые характеристик ползучести изображены на рис. 4.5. Заметим, что для железобетонных элементов характеристики ползучести должны определяться с учетом армирования.

Определим силовые и деформационные факторы системы в начальный момент времени t_0 , т. е. решим упруго-мгновенную задачу. Используя метод сил и выбирая основную систему в виде, например, однопролетной балки пролетом $2l$ и упругой опоры с коэффициентом податливости C (см. рис. 4.4, б), имеем в качестве лишнего неизвестного реакцию средней опоры X . Значение силы X находим из решения обычного канонического уравнения метода сил:

$$\delta^{(0)} X^{(0)} = -\Delta_{ед}^{(0)} q, \quad (4.28)$$

где $\delta^{(0)}$ — перемещение точки приложения силы $X^{(0)}$ по направлению этой же силы, равной единице (см. рис. 4.4, в); $X^{(0)}$ — значение лишнего неизвестного в момент времени t_0 ; $\Delta_{ед}^{(0)}$ — перемещение точки приложения силы $X^{(0)}$ от внешней нагрузки единичной интенсивности (см. рис. 4.4, з).

В нашем примере $\delta^{(0)}$ состоит из упруго-мгновенных перемещений балки $\delta_1^{(0)}$ и опоры $\delta_2^{(0)}$ (т. е. $\delta^{(0)} = \delta_1^{(0)} + \delta_2^{(0)}$, а $\Delta_{ед}^{(0)} = \Delta_{1ед}^{(0)}$). Формулы перемещений имеют вид:

$$\delta_1^{(0)} = \frac{(2l)^3}{48EI^{(0)}}; \delta_2^{(0)} = C^{(0)}; \Delta_{ед}^{(0)} = -\frac{5(2l)^4}{384EI^{(0)}}. \quad (4.29)$$

Вычислив $X^{(0)}$, находим интересующие нас силовые и деформационные факторы системы в момент времени t_0 . Например, осадка средней опоры $s^{(0)} = \delta_2^{(0)} X^{(0)}$.

Определим теперь силовые и деформационные факторы системы в момент времени t_1 . Для составления уравнения метода сил с учетом фактора времени рассмотрим деформации основной системы. За время Δt_1 под действием силы $X^{(0)}$ ползучее перемещение точки ее приложения составит $\delta^{(01)} X^{(0)}$; за этот же отрезок време-

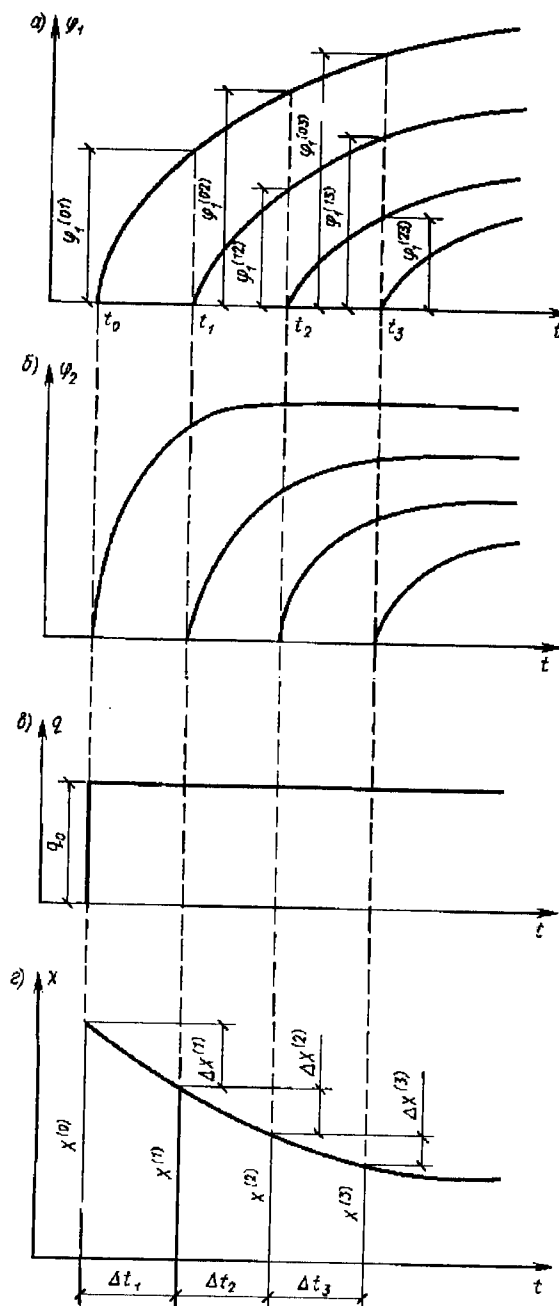


Рис. 4.5. Кривые изменений расчетных параметров:

а — характеристики ползучести балки; б — то же, средней опоры; в — изменение нагрузки во времени; з — изменение лишнего неизвестного во времени

ни реакция $X^{(0)}$ в общем случае изменится и в момент времени t_1 будет равна $X^{(1)}$. Обозначим приращение силы $X^{(0)}$ на отрезке времени $\Delta t_1 = t_1 - t_0$ через $\Delta X^{(1)} = X^{(1)} - X^{(0)}$ (см. рис. 4.5, з). Сила $\Delta X^{(1)}$ вызывает в основной системе упругое перемещение $\delta^{(1)} \Delta X^{(1)}$ и ползучее перемещение $0,5\delta^{(01)} \Delta X^{(1)}$ (полагаем, что ΔX изменяется на протяжении Δt_1 по линейному закону от $\Delta X = 0$ в момент времени t_0 до $\Delta X = \Delta X^{(1)}$ в момент времени t_1). Ползучее перемещение точки приложения силы $X^{(0)}$ от внешней нагрузки будет равно $\Delta_{ед}^{(01)} q$.

Следовательно, выражения $\delta^{(01)} X^{(0)}$; $0,5\delta^{(01)} \Delta X^{(1)}$ и $\Delta_{ед}^{(01)} q$ представляют собой перемещения в основной системе, вызванные деформациями ползучести за отрезок времени Δt_1 , а $\delta^{(1)} \Delta X^{(1)}$ — упругое перемещение от действия приращения лишнего неизвестного, полученное при

учете деформативных свойств элементов 1 и 2, наблюдающихся в момент времени t_1 (в нашем примере $\delta^{(0)} = \delta^{(1)} = \dots = \delta^{(n)}$).

Поскольку в заданной системе суммарное перемещение точки приложения силы X по направлению этой силы, вызванное деформациями ползучести средней опоры и балки и влиянием приращения лишнего неизвестного, должно быть равно нулю, можно записать

$$(\delta^{(1)} + 0,5\delta^{(01)})\Delta X^{(1)} = -[\delta^{(01)}X^{(0)} + \Delta_{\text{ед}}^{(01)}q]. \quad (4.30)$$

В этом уравнении неизвестным является только $\Delta X^{(1)}$, значения всех остальных величин известны:

$$\delta^{(01)} = \delta_1^{(0)}\varphi_1^{(01)} + \delta_2^{(0)}\varphi_2^{(01)}; \Delta_{\text{ед}}^{(01)} = \Delta_{\text{ед}}^{(0)}\varphi_1^{(01)}.$$

Полная осадка средней опоры в момент времени t_1

$$s^{(1)} = \delta_2^{(0)}X^{(0)} + \delta_2^{(01)}X^{(0)} + (\delta_2^{(1)} + 0,5\delta_2^{(01)})\Delta X^{(1)}. \quad (4.31)$$

Перейдем к рассмотрению перемещений основной системы в момент времени t_2 .

Основная система находится под действием следующих силовых факторов: постоянной во времени силы $X^{(0)}$; постоянной во времени силы $\Delta X^{(1)}$; возникшей за время Δt_2 силы $\Delta X^{(2)} = X^{(2)} - X^{(1)}$ (см. рис. 4.5, з); постоянной во времени внешней нагрузки.

Указанные силовые факторы вызывают перемещение ползучести, равное $\delta^{(02)}X^{(0)} + (0,5\delta^{(01)} + \delta^{(12)})\Delta X^{(1)} + 0,5\delta^{(12)}\Delta X^{(2)} + \Delta_{\text{ед}}^{(02)}q$ и упругое перемещение $\delta^{(11)}\Delta X^{(1)} + \delta^{(21)}\Delta X^{(2)}$. Соответствующее моменту времени t_2 уравнение совместности деформаций имеет вид:

$$(\delta^{(2)} + 0,5\delta^{(12)})\Delta X^{(2)} = -[\delta^{(02)}X^{(0)} + (\delta^{(1)} + 0,5\delta^{(01)} + \delta^{(12)})\Delta X^{(1)} + \Delta_{\text{ед}}^{(02)}q]. \quad (4.32)$$

Подобным путем составляются уравнения для всех последующих моментов времени. Пользуясь методом математической индукции, для момента времени t_v получим следующее общее выражение:

$$(\delta^{(v)} + 0,5\delta^{(v-1,v)})\Delta X^{(v)} = -[\delta^{(0v)}X^{(0)} + \sum_{u=1}^{v-1} (\delta^{(u)} + 0,5\delta^{(u-1,u)} + \delta^{(uv)})\Delta X^{(u)} + \Delta_{\text{ед}}^{(0v)}q] \quad (v=2, 3, \dots, n). \quad (4.33)$$

Значение лишнего неизвестного определяется по формуле

$$X^{(v)} = X^{(0)} + \sum_{u=1}^v \Delta X^{(u)} \quad (v=1, 2, \dots, n). \quad (4.34)$$

Таким образом, искомое значение $\Delta X^{(v)}$ в момент времени t_v (выражается значениями $X^{(0)}$ и $\Delta X^{(u)}$ ($u=1, 2, \dots, v-1$) предыдущих этапов расчета и соответствующими значениями рассматриваемого этапа. Общее число этапов расчета (число шагов) зависит от требуемой степени точности, которая повышается с их увеличением. В пределе, когда $n \rightarrow \infty$, в то время как все $\Delta t_v \rightarrow 0$, получим математически точное решение.

Рассмотрим случай, когда в момент времени t_0 осадка средней опоры равна нулю, т. е. при равенстве нулю мгновенной осадки опоры. Тогда коэффициент $\delta^{(v)}$ ($v=0, 1, \dots, n$) в уравнениях (4.28),

(4.30), (4.32) и (4.33) необходимо принять равным $\delta_1^{(v)}$, поскольку $\delta_2^{(v)} = 0$, а в выражениях для коэффициентов вида $\delta^{(uv)} = \delta_1^{(u)}\varphi_1^{(uv)} + \delta_2^{(u)}\varphi_2^{(uv)}$ следует заменить второй член $\delta_2^{(u)}\varphi_2^{(uv)}$ на $C_2^{(uv)}$. Здесь $C_2^{(uv)}$ представляет собой меру ползучести, т. е. деформацию ползучести средней опоры от действия постоянной единичной силы $X=1$. По существу все коэффициенты $\delta^{(uv)}$ можно назвать, пользуясь терминологией теории ползучести, мерами ползучести системы по направлению принятого лишнего неизвестного.

4. Учет нелинейных и переменных факторов

На примере двухпролетной неразрезной балки, рассмотренной в предыдущем пункте, покажем, каким образом производится учет таких факторов, как нелинейная ползучесть, нелинейная связь между напряжениями и мгновенными деформациями, изменение жесткостных характеристик элементов системы во времени, изменение нагрузки во времени, изменение статической схемы системы.

Нелинейная ползучесть. Линейная зависимость между напряжениями и деформациями ползучести для таких материалов, как бетон, кирпич и др., справедлива лишь до определенного предела напряжений, колеблющегося в довольно широких границах, но для практических целей часто принимаемого равным половине предела прочности материала. При решении задач нелинейной ползучести принимается также, что для деформации ползучести, как и в случае линейной ползучести, применяется закон наложения. Это означает, что деформация ползучести, вызванная действием усилия X , может быть получена из деформации $\delta^{(uv)}$, вызванной действием усилия $X=1$, умножением последней на некоторую функцию усилия $f(Z)$. Следовательно, вместо произведений $\delta^{(0v)}X^{(0)}$, $\delta^{(uv)}\Delta X^{(u)}$ и $\Delta_{\text{ед}}^{(0v)}q$, фигурирующих в линейных задачах, будем

иметь соответствующие произведения $\delta^{(0v)}f(X^{(0)})$, $\delta^{(uv)}f(\Delta X^{(u)})$ и $\Delta^{(0v)}f(q)$ при решении задач нелинейной ползучести.

Чтобы учесть нелинейную ползучесть в рассмотренной выше неразрезной балке, достаточно переписать уравнения (4.30), (4.32) и (4.33) в виде:

$$\left. \begin{aligned} (\delta^{(1)} + 0,5\delta^{(01)})\Delta X^{(1)} &= -\left[\delta_1^{(01)}f_1(X^{(0)}) + \delta_2^{(01)}f_2(X^{(0)}) + \Delta_{ед}^{(01)}f(q)\right]; \\ (\delta^{(2)} + 0,5\delta^{(12)})\Delta X^{(2)} &= -\left[\delta_1^{(02)}f_1(X^{(0)}) + \delta_2^{(02)}f_2(X^{(0)}) + (\delta^{(1)} + 0,5\delta^{(01)})\Delta X^{(1)} + \delta_1^{(12)}f_1(\Delta X^{(1)}) + \delta_2^{(12)}f_2(\Delta X^{(1)}) + \Delta_{ед}^{(02)}f(q)\right]; \\ \dots\dots\dots \\ (\delta^{(v)} + 0,5\delta^{(v-1,v)})\Delta X^{(v)} &= -\left[\delta_1^{(0v)}f_1(X^{(0)}) + \delta_2^{(0v)}f_2(X^{(0)}) + \sum_{u=1}^{v-1}(\delta^{(u)} + 0,5\delta^{(u-1,u)})\Delta X^{(u)} + \sum_{u=1}^{v-1}\delta_1^{(uv)}f_1(\Delta X^{(u)}) + \sum_{u=1}^{v-1}\delta_2^{(uv)}f_2(\Delta X^{(u)}) + \Delta_{ед}^{(0v)}f(q)\right]; \end{aligned} \right\} \quad (4.35)$$

где $f_j(\Delta X^{(u)}) = f_j(X^{(u)}) - f_j(X^{(u-1)})$ ($j=1, 2$).

Таким образом, и в случае нелинейной ползучести разрешающие уравнения являются линейными, поскольку в правых частях уравнений (4.35) фигурируют известные величины. Линеаризация уравнений достигнута за счет того, что на отрезках времени Δt_v , где приращение лишнего неизвестного изменяется от 0 до $\Delta X^{(v)}$, принята линейная зависимость перемещений ползучести от усилий, т. е. вместо произведений $0,5\delta^{(v-1,v)}f(\Delta X^{(v)})$ принято $0,5\delta^{(v-1,v)}\Delta X^{(v)}$. Такое допущение при относительно небольших промежутках времени не вносит сколько-нибудь существенных погрешностей в расчет.

Функция $f(Z)$, характеризующая нелинейную зависимость между каким-либо силовым фактором Z и деформацией ползучести, определяется на основании опытных данных. Обычно для выражения $f(Z)$ принимают степенную зависимость вида

$$f(Z) = Z^m \quad (4.36)$$

или более общую степенную функцию

$$f(Z) = \alpha Z + \beta Z^m, \quad (4.37)$$

где α , β , m — опытные параметры.

Для практических расчетов можно воспользоваться, следуя Н. Х. Арутюняну [2], выражением

$$f(Z) = Z + \beta Z^2, \quad (4.38)$$

причем параметр β можно принять в виде как постоянной величины, так и переменной. Более точным будет переменное значение β , зависящее от отношения напряжений $\sigma(t)$ в данном элементе системы в рассматриваемый момент времени t к пределу прочности R материала. Если обозначить через η отношение σ/R , при котором линейная ползучесть переходит в нелинейную, то $\beta = 0$ при $\sigma(t)/R \leq \eta$ и $\beta > 0$ при $\sigma(t)/R > \eta$.

Характер изменения напряженного состояния отдельных элементов статически неопределимой системы во времени может быть различным. Одни элементы в какие-то моменты времени могут переходить из области нелинейной ползучести в область линейной, другие элементы в те же или иные моменты времени могут переходить, наоборот, из области линейной ползучести в область нелинейной. Поэтому на каждом этапе расчета необходимо проверять отношение $\sigma(t)/R$ для тех элементов, где возможен указанный переход. Например, в системе, изображенной на рис. 4.4, усилия в упруго-ползучих элементах будут изменяться во времени таким образом: реакция средней опоры уменьшается; изгибающий момент в балке над средней опорой уменьшается, если в момент времени $t = 0$ был изгиб выпуклостью вверх, и увеличивается, если при $t = 0$ были растянуты нижние волокна балки, причем в первом случае возможно изменение знака момента и дальнейшее его увеличение; пролетные моменты увеличиваются. Если в моменты времени $t = 0$ в каждом элементе соблюдалось условие $\sigma < \eta R$, то, естественно, средняя опора в дальнейшем не войдет в область нелинейной ползучести, чего нельзя заранее сказать о надпорном и пролетных сечениях балки, где требуется регулярная проверка напряжений.

Отметим, что при расчете статически неопределимых систем шагами по времени возможно использование любых зависимостей между усилиями и деформациями ползучести, причем для каждого элемента системы эти зависимости могут быть различными.

Нелинейная связь между усилиями и мгновенными деформациями. При обычном расчете статически неопределимых систем (в момент времени $t = 0$) исходят из того, что элементы систем идеально упруги и их жесткость не зависит от усилий. Между тем, например, в железобетонных элементах по мере роста усилий образуются и развиваются трещины в растянутых зонах, возникают пластические деформации бетона в сжатых зонах и наблюдается текучесть арматуры. При проектировании железобетонных конструкций может возникнуть необходимость в учете такого рода неупругих деформаций, поэтому надо уметь рассчитывать наряду с пол-

зучестью влияние и этих деформаций на поведение и надежность конструкций.

Для железобетонных изгибаемых элементов учет мгновенных неупругих деформаций целесообразно осуществлять методом последовательных приближений [5].

В первом приближении жесткости всех элементов статически неопределимой системы принимаются равными жесткостям при отсутствии трещин, т. е. определяются изгибные жесткости по геометрическому сечению $E_b I$ (где E_b — модуль упругости бетона). Затем производится расчет системы как упругой при указанных значениях жесткостей и строится эпюра изгибающих моментов. На эпюре моментам отмечаются ординаты, где изгибающие моменты равны моментам по образованию трещин M_{crc} . Каждый элемент системы делится по длине на участки, ограниченные ординатами M_{crc} . Для каждого участка вычисляется изгибная жесткость в зависимости от момента, действующего на нем: при $M \leq M_{crc}$ жесткость принимается равной $E_b I$, при $M > M_{crc}$ жесткость подсчитывается по теории Мурашева—Немировского по наибольшему моменту. Для получения более точного решения участки с $M > M_{crc}$ можно разделить еще на ряд участков с постоянными жесткостями на каждом из них.

Во втором приближении система рассчитывается как упругая, но со ступенчато переменными изгибными жесткостями по длине отдельных элементов, определенными по результатам первого приближения. По найденным значениям моментов корректируются длины участков и жесткости, которые вводятся в последующий расчет (третье приближение) и т. д.

Полученные в последнем приближении значения лишних неизвестных $X^{(0)}$ и эпюры жесткостей по длине элементов системы служат исходными данными для определения усилий в момент времени t_1 . Для этого момента строится эпюра изгибающих моментов, по которой при значительном отличии $X^{(1)}$ от $X^{(0)}$ строится новая эпюра жесткостей. Затем производится расчет системы для момента времени t_2 и т. д.

Описанная задача может быть также решена с помощью метода последовательных нагружений. В этом случае расчет начинается с ненагруженного состояния и заканчивается заданной нагрузкой. Нагрузка при расчете считается прикладываемой не сразу, а отдельными небольшими частями. На каждой ступени загрузки учитывается изменение мгновенных упруго-пластических свойств как железобетонных элементов, так и грунта.

Изменение жесткостных характеристик элементов системы во времени. Здесь имеется в виду изменение жесткостных характери-

стик EI , GF , EF во времени, вызванное повышением или уменьшением модуля упругости материала во времени; увеличением моментов инерции и площадей сечений (например, намоноличивание); нарастанием жесткостных характеристик в процессе монтажа (например, возведение крупнопанельных зданий на податливом основании) и т. п.

Пусть в момент времени t_i произошло изменение жесткости какого-либо элемента статически неопределимой системы. Тогда при определении усилий в системе в момент времени t_{i+1} и в последующие моменты времени необходимо учесть измененную жесткость этого элемента, что отразится на численных значениях соответствующих коэффициентов и грузовых членах уравнений. При этом необходимо также учесть изменения в значениях характеристики ползучести рассматриваемого элемента. Если материал, примененный для увеличения жесткости элемента, не обладает свойством ползучести (например, углеродистая или низколегированная сталь при обычной температуре), то $\varphi^{(uv)}$ элемента для моментов времени $t_v > t_i$ будет принимать меньшие значения по сравнению с соответствующими значениями $\varphi^{(uv)}$, найденными при первоначальном значении жесткости элемента. Если упомянутый материал обладает свойством ползучести, например бетон, то в зависимости от характера деформаций ползучести этого материала и соотношения старой и новой жесткостей, значения $\varphi^{(uv)}$ для моментов времени $t_v > t_i$ могут принимать как меньшие, так и большие значения.

В практике изменение жесткостей элементов, как правило, происходит не мгновенно, а постепенно. Это обстоятельство можно легко учесть, если принять ступенчатое изменение жесткости за определенный отрезок времени, который делится на соответствующие шаги. В момент времени t_{i+1} учитывается первая часть измененной жесткости, в момент времени t_{i+2} учитываются первая и вторая части и т. д.

Касаясь работы грунта, обратим внимание еще на одно обстоятельство. При уменьшении нагрузки на основание происходит, как известно, деформация набухания грунта. Эта деформация вычисляется по обычным формулам для осадок, но коэффициенты сжимаемости, фильтрации и др., фигурирующие в этих формулах, определяются по ветви набухания компрессионной кривой. Следовательно, учет набухания грунта не вносит никаких принципиальных осложнений в расчет шагами по времени. Не представляет также трудностей учет отрицательных давлений на грунт, т. е. растяжения; в этом случае упруго-ползучая пружина, моделирующая определенную площадку поверхности основания, считается выбывшей из работы связью.

Изменение нагрузки во времени. При практически мгновенном характере изменения внешней нагрузки учет его начинается с момента времени, когда произошло это изменение. В случае монотонного изменения нагрузки последнее заменяется для расчета ступенчато-переменным изменением нагрузки. Продолжительность каждой ступени принимается в зависимости от интенсивности изменения нагрузки и требуемой точности расчета.

Изменение нагрузки сказывается лишь на значениях грузовых членов уравнений метода сил. Полагая для общности, что изменение нагрузки происходит в каждый момент времени t_v ($v=1, 2, \dots, n$), можно представить выражения грузовых членов в следующем виде:

для t_1

$$\Delta_{ед}^{(01)} q^{(0)} + \Delta_{ед}^{(1)} q^{(1)} = \Delta^{(01)} + \Delta^{(1)};$$

для t_2

$$\Delta_{ед}^{(02)} q^{(0)} + \Delta_{ед}^{(1)} q^{(1)} + \Delta_{ед}^{(12)} q^{(1)} = \Delta^{(02)} + \Delta^{(1)} + \Delta^{(12)};$$

для t_v

$$\sum_{u=0}^{v-1} \Delta_{ед}^{(uv)} q^{(u)} + \sum_{u=1}^v \Delta_{ед}^{(u)} q^{(u)} = \sum_{u=0}^{v-1} \Delta^{(uv)} + \sum_{u=1}^v \Delta^{(u)}.$$

(4.39)

Если в какой-либо момент времени t_i не произошло изменения нагрузки, то, разумеется, все $\Delta^{(iv)}$ принимаются равными нулю. Отметим также, что разгрузку на основании принципа наложения можно считать как нагрузку, но с обратным знаком.

Изменение статической схемы системы. С изменением статической схемы сооружения приходится иметь дело при возведении сборно-монолитных сооружений, при изучении работы конструкций в процессе монтажа и т. п.

Пусть в некоторый момент времени t_i ($0 < t_i < \infty$) произошло изменение статической схемы системы — увеличение или уменьшение ее статической неопределенности за счет введения дополнительных элементов, связей или устранения существующих.

Рассмотрим вначале случай введения дополнительных связей или элементов. В момент наложения связей (или элементов) усилия в них равны нулю. Однако в дальнейшем за счет развития деформаций ползучести в дополнительных связях возникают усилия и напряженно-деформированное состояние системы будет меняться иначе, чем без этих связей. Усилия в системе в момент времени t_{i+1} и последующие моменты времени определяются уже с учетом изменения ее статической схемы, т. е. рассчитывается, по существу, новая система с более высокой степенью статической неопределенности, чем исходная. На примере двухпролетной неразрез-

ной балки покажем особенности расчета систем с изменяемой статической схемой.

Предположим, что в момент времени t_3 под неразрезную балку, изображенную на рис. 4.4, а, была введена без начальных усилий дополнительная упруго-ползучая опора (рис. 4.6). Обозначим прежнюю среднюю опору номером 1, а новую номером 2. Состояние системы описывается уравнением (4.33), которое для момента времени t_3 имеет вид:

$$\left(\delta_{11}^{(3)} + 0,5\delta_{11}^{(23)} \right) \Delta X_1^{(3)} = - \left[\delta_{11}^{(03)} X_1^{(0)} + \left(\delta_{11}^{(1)} + 0,5\delta_{11}^{(01)} + \delta_{11}^{(13)} \right) \Delta X_1^{(1)} + \left(\delta_{11}^{(2)} + 0,5\delta_{11}^{(12)} + \delta_{11}^{(23)} \right) \Delta X_1^{(2)} + \Delta_1^{(03)} q \right], \quad (4.40)$$

где нижние индексы имеют обычный смысл, принятый в методе сил.

В момент времени t_4 рассчитывается трехпролетная неразрезная балка. Уравнения составляются по общему принципу метода сил с учетом перемещений системы от всех воздействий в момент времени t_4 :

$$\left\{ \begin{aligned} & \left(\delta_{11}^{(4)} + 0,5\delta_{11}^{(34)} \right) \Delta X_1^{(4)} + \left(\delta_{12}^{(4)} + 0,5\delta_{12}^{(34)} \right) \Delta X_2^{(4)} = \\ & = - \left[\delta_{11}^{(04)} X_1^{(0)} + \sum_{u=1}^3 \left(\delta_{11}^{(u)} + 0,5\delta_{11}^{(u-1, u)} + \delta_{11}^{(u4)} \right) \Delta X_1^{(u)} + \Delta_1^{(04)} q \right]; \\ & \left(\delta_{22}^{(4)} + 0,5\delta_{21}^{(34)} \right) \Delta X_1^{(4)} + \left(\delta_{22}^{(4)} + 0,5\delta_{22}^{(34)} \right) \Delta X_2^{(4)} = \\ & = - \left[\delta_{21}^{(04)} X_1^{(0)} + \sum_{u=1}^3 \left(\delta_{21}^{(u)} + 0,5\delta_{21}^{(u-1, u)} + \delta_{21}^{(u4)} \right) \Delta X_1^{(u)} + \Delta X_2^{(04)} q \right]. \end{aligned} \right. \quad (4.41)$$

В этой системе уравнений неизвестными являются $\Delta X_1^{(4)}$ и $\Delta X_2^{(4)}$. В момент времени t_5 будем иметь следующую систему уравнений:

$$\left\{ \begin{aligned} & \left(\delta_{11}^{(5)} + 0,5\delta_{11}^{(45)} \right) \Delta X_1^{(5)} + \left(\delta_{12}^{(5)} + 0,5\delta_{12}^{(45)} \right) \Delta X_2^{(5)} = \\ & = - \left[\delta_{11}^{(05)} X_1^{(0)} + \sum_{u=1}^4 \left(\delta_{11}^{(u)} + 0,5\delta_{11}^{(u-1, u)} + \delta_{11}^{(u5)} \right) \Delta X_1^{(u)} + \right. \\ & \quad \left. + \left(\delta_{12}^{(4)} + 0,5\delta_{12}^{(34)} + \delta_{12}^{(45)} \right) \Delta X_2^{(4)} + \Delta_1^{(05)} q \right]; \\ & \left(\delta_{21}^{(5)} + 0,5\delta_{21}^{(45)} \right) \Delta X_1^{(5)} + \left(\delta_{22}^{(5)} + 0,5\delta_{22}^{(45)} \right) \Delta X_2^{(5)} = \\ & = - \left[\delta_{21}^{(05)} X_1^{(0)} + \sum_{u=1}^4 \left(\delta_{21}^{(u)} + 0,5\delta_{21}^{(u-1, u)} + \delta_{21}^{(u5)} \right) \Delta X_1^{(u)} + \right. \\ & \quad \left. + \left(\delta_{22}^{(4)} + 0,5\delta_{22}^{(34)} + \delta_{22}^{(45)} \right) \Delta X_2^{(4)} + \Delta_2^{(05)} q \right]. \end{aligned} \right. \quad (4.42)$$

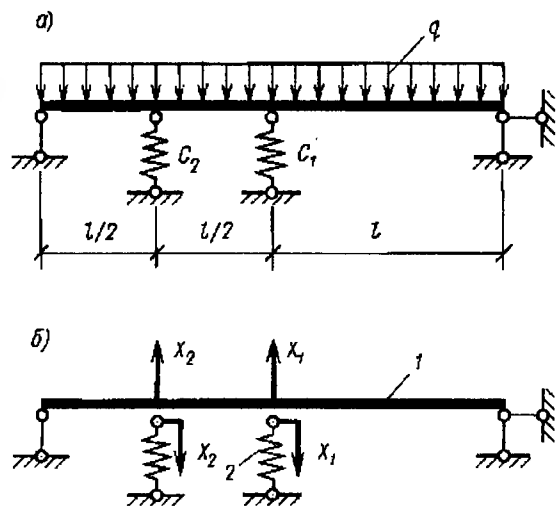


Рис. 4.6. Балка с дополнительной опорой:
а — расчетная схема; б — основная система

В системе (4.42) неизвестными являются $\Delta X_1^{(5)}$ и $\Delta X_2^{(5)}$.

Подобным образом составляются уравнения и для последующих моментов времени. Значения реакции в дополнительной опоре: $X_2^{(3)} = 0$ для момента времени t_3 ; $X_2^{(4)} = \Delta X_2^{(4)}$ для t_4 ; $X_2^{(5)} = \Delta X_2^{(4)} + \Delta X_2^{(5)}$ для t_5 и т. д. Если дополнительная опора была введена с известным начальным усилием $X_2^{(3)}$, то учет этого обстоятельства также не представляет каких-либо затруднений. В этом случае в уравнениях для момента времени t_4 и последующих моментов следует учесть влияние силы $X_2^{(3)}$. Так, например, в правой части первого уравнения системы (4.41) появится дополнительный член $(\delta_{12}^{(3)} + \delta_{12}^{(34)})X_2^{(3)}$, а в правой части второго уравнения — член $(\delta_{22}^{(3)} + \delta_{22}^{(34)})X_2^{(3)}$.

При удалении существующих связей или элементов из системы в какой-либо момент времени t_i происходит перераспределение усилий в системе начиная с этого момента. С помощью описанной выше методики в момент времени t_i учитывается упруго-мгновенное перераспределение усилий, а в последующие моменты — влияние ползучести описанным выше путем.

5. Вычислительный алгоритм

На основании приведенных в предыдущих параграфах зависимостей составлен алгоритм расчета многократно статически нео-

пределимых систем на ползучесть. Алгоритм предназначен для расчета систем в стадии эксплуатации при переменных во времени нагрузках и жесткостных характеристиках элементов системы и при линейной зависимости деформаций ползучести от напряжений. Алгоритм может быть использован для ручного счета и для составления программ машинного счета.

Исходные данные:

m — число лишних неизвестных X_i ($i=1,2,\dots,m$) по методу сил;

n — число заданных моментов времени t_v ($v=0,1,2,\dots,n$);

r — число элементов системы с разными характеристиками ползучести;

$\delta_{(ik)j}^{(u)}$ — упруго-мгновенные перемещения в основной системе отдельных элементов или групп элементов с одинаковыми характеристиками ползучести по направлениям лишних неизвестных от сил $X_i = 1$ в моменты времени t_u при учете деформативных свойств системы, имеющихся в моменты t_u ($u=0,1,2,\dots,n$; $i=1,2,\dots,m$; $k=1,2,\dots,m$; $j=1,2,\dots,r$); $\Delta_{(i)j}^{(u)}$ — упруго-мгновенные перемещения в основной системе по направлениям лишних неизвестных, вызванные внешней нагрузкой, прикладываемой в моменты времени $t_0, t_1, \dots, t_n$ при учете деформативных свойств системы в моменты времени t_u ($u=0,1,2,\dots,n$; $i=1,2,\dots,m$; $j=1,2,\dots,r$);

$\varphi_j^{(uv)}$ — характеристики ползучести отдельных элементов или групп элементов ($u=0,1,2,\dots,n-1$; $v=u+1, u+2, \dots, n$; $j=1,2,\dots,r$).

Вычислительная процедура:

1) упруго-мгновенные перемещения в моменты времени t_u , вызванные действием сил $X_i = 1$,

$$\delta_{ik}^{(u)} = \sum_{j=1}^r \delta_{(ik)j}^{(u)}$$

($u=0,1,2,\dots,n$; $i=1,2,\dots,m$; $k=1,2,\dots,m$);

2) упруго-мгновенные перемещения в моменты времени t_u , вызванные действием внешних нагрузок,

$$\Delta_i^{(u)} = \sum_{j=1}^r \Delta_{(i)j}^{(u)}$$

($u=0,1,2,\dots,n$; $i=1,2,\dots,m$);

3) перемещения ползучести в основной системе, вызванные перемещением сил $X_i = 1$,

$$\delta_{ik}^{(uv)} = \sum_{j=1}^r \delta_{(ik)j}^{(u)} \varphi_j^{(uv)}$$

($u=0,1,2,\dots,n-1$; $v=u+1, u+2, \dots, n$; $i=1,2,\dots,m$; $k=1,2,\dots,m$);

$$\Delta_l^{(uv)} = \sum_{j=1}^r \Delta_{(l)j}^{(u)} \varphi_j^{(uv)}$$

5) составляется система уравнений для момента времени t_0 :

из решения которой находятся значения $X_1^{(0)}, X_2^{(0)}, \dots, X_m^{(0)}$;

[illegible]
$$B_i^{(1)} = - \left[\sum_{k=1}^m \delta_{ik}^{(01)} X_1^{(0)} + \Delta_i^{(01)} + \Delta_i^{(1)} \right]$$

$$B_i^{(v)} = - \left[\sum_{k=1}^m \delta_{ik}^{(0v)} X_i^{(0)} + \sum_{k=1}^m \sum_{u=1}^{v-1} \left(\delta_{ik}^{(u)} + 0,5 \delta_{ik}^{(u-1,u)} + \delta_{ik}^{(uv)} \right) \Delta X_i^{(u)} + \sum_{u=0}^{v-1} \Delta_i^{(uv)} + \sum_{u=1}^v \Delta_i^{(u)} \right]$$

132

$$X_i^{(v)} = X_i^{(0)} + \sum_{u=1}^v \Delta X_i^{(u)}$$

$$(i=1, 2, \dots, m; v=1, 2, \dots, n).$$
$$\phi_j^{(uv)} = (A_j + B_j e^{-\gamma t u}) \left(1 - e^{-\gamma(t_v - t_u)} \right). \quad (4.43)$$

133

Таблица 4.1
Варианты разбиения заданных отрезков времени

i	Моменты времени по варианту							
	I		II		III		IV	
	t_i	Δt_i	t_i	Δt_i	t_i	Δt_i	t_i	Δt_i
1	1	1	1	1	10	10	1	1
2	2	1	2	1	20	10	3	2
3	3	1	3	1	30	10	6	3
4	4	1	4	1	40	10	10	4
5	5	1	5	1	50	10	15	5
6	6	1	6	1	60	10	21	6
7	7	1	7	1	70	10	28	7
8	8	1	8	1	80	10	36	8
9	9	1	9	1	90	10	45	9
10	10	1	10	1	100	10	55	10
11	11	1	12	2	110	10	66	11
12	12	1	14	2	120	10	78	12
13	13	1	16	2	130	10	91	13
14	14	1	18	2	140	10	105	14
15	15	1	20	2	150	10	120	15
16	16	1	22	2	160	10	136	16
17	17	1	24	2	170	10	153	17
18	18	1	26	2	180	10	171	18
19	19	1	28	2	190	10	190	19
20	20	1	30	2	200	10	210	20
21	21	1	35	5	210	10	231	21
22	22	1	40	5	220	10	253	22
23	23	1	45	5	230	10	276	23
24	24	1	50	5	240	10	300	24
25	25	1	55	5	250	10	325	25
26	26	1	60	5	260	10	351	26
27	27	1	65	5	270	10	378	27
28	28	1	70	5	280	10	406	28
29	29	1	75	5	290	10	535	29
30	30	1	80	5	300	10	565	30
31	31	1	85	5	310	10	596	31
32	32	1	90	5	320	10	628	32
33	33	1	95	5	330	10	661	33
34	34	1	100	5	340	10	695	34
35	35	1	120	20	350	10	730	35
36	36	1	140	20	360	10	766	36
37	37	1	160	20	370	10	803	37
38	38	1	180	20	380	10	841	38
39	39	1	200	20	390	10	880	39
40	40	1	300	100	400	10	920	40

просчитаны варианты с тремя комбинациями значений коэффициентов A_j и B_j :

1) $A_1=0,5$; $B_1=0,5$; $A_2=170$; $B_2=178$;

2) $A_1=1$; $B_1=0$; $A_2=348$; $B_2=0$;

3) $A_1=0$; $B_1=1$; $A_2=0$; $B_2=340$;

Вариация коэффициентов γ позволила оценить влияние скорости нарастания деформаций ползучести на изменение усилий в системе во времени. Изменением численных значений коэффициентов A_j и B_j выполнена оценка влияния предпосылок трех теорий ползучести (упруго-ползучего тела, упругой наследственности и старения) на результаты расчетов.

Действительно, в формуле (4.43) коэффициент γ характеризует скорость нарастания деформаций ползучести. При A_j и B_j , имеющих конечные значения, формула (4.43) отражает особенности теории упруго-ползучего тела. При A_j , имеющем конечное значение, и $B_j=0$ выражение для характеристики ползучести соответствует теории упругой наследственности. При $A_j=0$ и B_j , имеющем конечное значение, использование независимости (4.43) дает решения по теории старения.

Физический смысл коэффициентов A_j и B_j связан с понятием конечной характеристики ползучести $\varphi_j^{(0,\infty)}$ при загрузении элемента конструкции в момент времени t_0 , принимаемый за начальный. В случае применения теории упруго-ползучего тела должно соблюдаться

условие $A_j + B_j = \varphi_j^{(0,\infty)}$; теории упругой наследственности $A_j = \varphi_j^{(0,\infty)}$; теории старения $B_j = \varphi_j^{(0,\infty)}$.

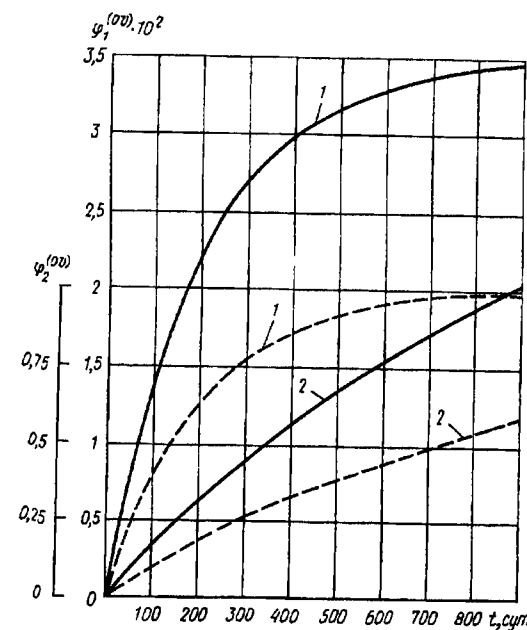


Рис. 4.7. Кривые характеристики ползучести:
1 — при $\gamma=0,005$; 2 — при $\gamma=0,001$
(сплошные кривые — для φ_1 ; штриховые — для φ_2)

В исследуемом примере принято для железобетонной балки $\varphi_1^{(0,\infty)}=1$, для средней опоры $\varphi_2^{(0,\infty)}=348$. Столь большое значение конечной характеристики ползучести для средней опоры не должно удивлять, так как здесь учитываются длительные деформации водонасыщенного грунта, характеризуемого весьма малыми значениями упруго-мгновенных деформаций по сравнению с длительными.

Для начального момента времени $t_u = 0$ кривые характеристик ползучести балки $\varphi_1^{(0v)}$ и средней опоры $\varphi_2^{(0v)}$ по всем трем теориям ползучести совпадают (рис. 4.7). Действительно, подставляя в формулу (4.43) $t_u = 0$, получаем:

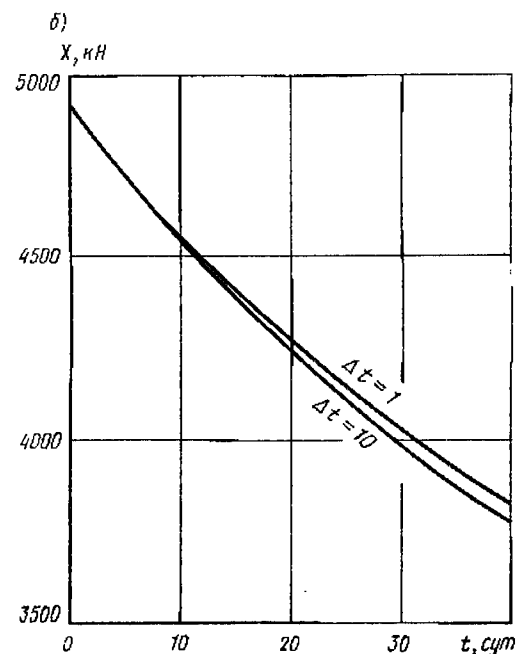
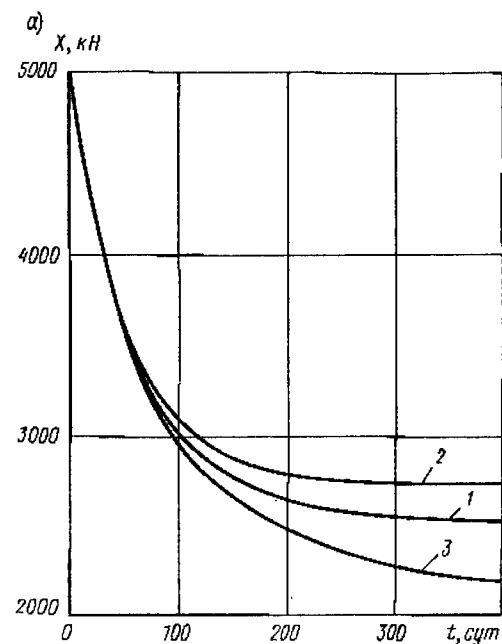
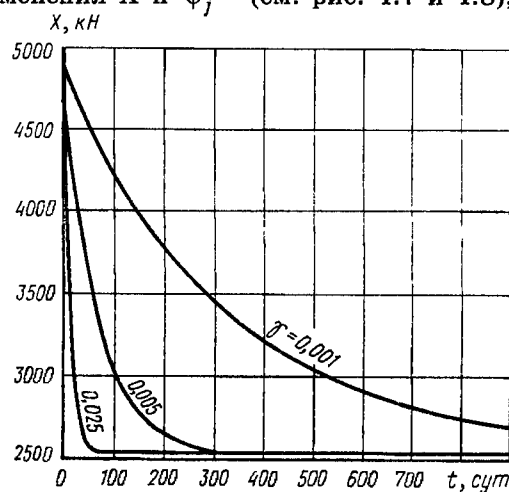
$$\varphi_j^{(uv)} = (A_j + B_j)(1 - e^{-\gamma t v}), \quad (4.44)$$

где сумма коэффициентов A_j и B_j постоянна для данного элемента системы, независимо от принятой теории ползучести. Характеристики ползучести были вычислены по варианту IV распределения моментов времени (см. табл. 4.1).

Кривые изменения во времени значения лишнего неизвестного X построены по варианту IV t_i (рис. 4.8). Характеристики ползучести вычислялись по теории упруго-ползучего тела. Из графиков видно, что скорость нарастания деформаций ползучести, характеризуемая увеличением коэффициента γ , резко сказывается на скорости изменения во времени усилия X . При этом, естественно, при $t = \infty$ усилие X достигает своего конечного значения. В рассматриваемом примере начальное усилие $X^{(0)} = 4900$ кН, конечное $X^{(\infty)} = 2518$ кН.

Сопоставляя графики изменения X и $\varphi_j^{(0v)}$ (см. рис. 4.7 и 4.8), можно заметить более интенсивное затухание X по сравнению с затуханием $\varphi_j^{(0v)}$. Например, при $\gamma = 0,005$ усилие X , начиная с момента $t = 400$ сут, практически достигает своего конечного значения. Между тем увеличение характе-

Рис. 4.8. Изменение во времени реакции средней опоры



ристики ползучести продолжается и после 400 сут (примерно на 15 %).

Кривые, показанные на рис. 4.9, а, построены по результатам расчетов, выполненных при $\gamma = 0,005$ и варианте III t_i . При $t = 400$ сут получены следующие значения: $X_1 = 2524$ кН; $X_2 = 2754$ кН; $X_3 = 2212$ кН (индексы при X обозначают номер кривой на рис. 4.9). Из приведенных данных можно сделать вывод, что решения с использованием теории упругой наследственности уменьшают влияние ползучести, а с использованием теории старения, наоборот, преувеличивают влияние эффекта ползучести. Теория упруго-ползучего тела занимает, как известно, промежуточное положение. В рассматриваемом примере расхождение между значениями X , полученными по теории упругой наследственности и старения при $t = 400$ сут, составляет около 25 %. При этом для моментов времени $t < 400$ указанное расхождение уменьшается.

Рис. 4.9. Влияние предположений теорий ползучести (а) и шагов времени (б) на изменение реакции средней опоры:

1 — по теории упруго-ползучего тела; 2 — по теории упругой наследственности; 3 — по теории старения

Как показали выполненные нами расчеты, влияние шага времени и его равномерности относительно мало сказывается на значении усилия X . В качестве примера на рис. 4.9, б нанесены кривые изменения X при шаге $\Delta t = 1$ сут (вариант I, $t_i, \gamma = 0,005$) и $\Delta t = 10$ сут (вариант III, $t_i, \gamma = 0,005$). Из рисунка видно, что увеличение шага времени в 10 раз весьма незначительно повлияло на значения X .

Таким образом, проведенный расчетно-теоретический анализ прежде всего подтвердил эффективность шагового метода расчета статически неопределимых стержневых систем на ползучесть. С помощью этого метода можно проводить не только исследования влияния ползучести на работу систем, но и выполнять расчеты для реальных объектов в условиях проектных организаций.

В практических расчетах ответственных сооружений, когда нет твердой уверенности в том, какой из теорий ползучести соответствует поведение материалов конструкций и основания, можно рекомендовать проводить два расчета: один — по теории упругой наследственности; другой — по теории старения. В качестве расчетных усилий в элементах системы следует принимать наибольшие из полученных по указанным двум расчетам.

7. Упрощенный способ расчета на ползучесть

При расчете сооружений на ползучесть неизбежно возникают трудности в установлении реальных характеристик ползучести элементов конструкций и основания, особенно для сооружений, работающих в открытых условиях. Кроме того, для явления ползучести характерен большой разброс опытных данных даже в идеальных случаях испытаний в лабораторных условиях. Эти обстоятельства побуждают к поискам более простых способов расчета, требующих от последних правильного описания только основных черт явления ползучести. Уточненные способы расчета, подобные, например, описанному выше расчету шагами по времени, целесообразно применять для оценки точности упрощенных способов, для решения задач с достаточно надежными исходными данными и в исследовательских целях.

Рассмотрим один из наиболее простых способов расчета статически неопределимых систем при линейной ползучести.

Обратимся к иллюстративному примеру двухпролетной неразрезной балки, изображенному на рис. 4.4. Заданы характеристики ползучести балки и опоры. Требуется определить усилия и перемещения в элементах системы в момент времени t_n .

Обозначая лишнее неизвестное в момент времени t_n через $X^{(n)}$ и учитывая, что $\delta_{(0n)}^{(0n)}$ и $\Delta_{(0n)}^{(0n)}$ представляют собой полные, с учетом ползучести, перемещения, можно записать уравнение метода сил в виде:

$$\bar{\delta}^{(0n)} X^{(n)} = -\bar{\Delta}^{(0n)}, \quad (4.45)$$

где

$$\begin{aligned}\bar{\delta}(0n) &= \delta_1^{(0)} + \delta_1^{(0n)} + \delta_2^{(0)} + \delta_2^{(0n)}; \\ \Delta(0n) &= \Delta_1^{(0)} + \Delta_1^{(0n)} + \Delta_2^{(0)} + \Delta_2^{(0n)}.\end{aligned}$$

Левая часть уравнения (4.45) выражает собой перемещение точки приложения силы $X^{(n)}$ в момент времени t_n , предполагая условно, что сила $X^{(n)}$ не изменяется от t_0 до t_n ; правая часть — полное перемещение в основной системе от внешней нагрузки.

Нетрудно видеть, что при таком подходе к решению задачи теряется возможность учесть специфические особенности той или иной теории ползучести. Хотя это решение и является грубо приближенным, однако, как будет показано далее, в ряде случаев оно дает вполне приемлемые для практики результаты.

Для m раз статически неопределимой системы имеем следующую систему канонических уравнений метода сил для определения лишних неизвестных в произвольный момент времени t_n :

$$\begin{aligned} \bar{\delta}_{11}^{(0n)} X_1^{(n)} + \bar{\delta}_{12}^{(0n)} X_2^{(n)} + \dots + \bar{\delta}_{1m}^{(0n)} X_m^{(n)} &= -\bar{\Delta}_1^{(0n)}, \\ \bar{\delta}_{21}^{(0n)} X_1^{(n)} + \bar{\delta}_{22}^{(0n)} X_2^{(n)} + \dots + \bar{\delta}_{2m}^{(0n)} X_m^{(n)} &= -\bar{\Delta}_2^{(0n)}, \\ &\vdots \\ \bar{\delta}_{m1}^{(0n)} X_1^{(n)} + \bar{\delta}_{m2}^{(0n)} X_2^{(n)} + \dots + \bar{\delta}_{mm}^{(0n)} X_m^{(n)} &= -\bar{\Delta}_m^{(0n)}, \end{aligned} \quad (4.46)$$

где

$$\begin{aligned}\bar{\delta}_{ik}^{(0n)} &= \sum_{j=1}^r \delta_{(ik)j}^{(0)} + \delta_{(ik)j}^{(0n)}; \\ \bar{\Delta}_{ik}^{(0n)} &= \sum_{j=1}^r \Delta_{(i)j}^{(0)} + \Delta_{(i)j}^{(0n)}.\end{aligned}$$

Рассмотрим примеры, решенные более строгими методами расчета.

Пример Н. Х. Арутюняна [2]. В двухпролетной неразрезной балке средняя опора расположена на водонасыщенном сжимаемом грунте, а две крайние опоры находятся на скальном основании (рис. 4.10, а). В момент времени $t = 0$ к балке была приложена равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $q = 131$ кН/м. Требуется определить опорный момент при $t = \infty$.

Пролеты балки $l = 30$ м; изгибная жесткость поперечного сечения балки $EI = 9 \cdot 10^7$ кН·м². В начальный момент времени $t = 0$, когда еще процесс уплотнения грунта под средней опорой не начался, ее податливость считается равной нулю. Осадка средней опоры от действия постоянной вертикальной силы $R = 10$ кН при $t = \infty$ равна: $s = 7,1 \cdot 10^{-4}$ м.

Основную систему образуем введением шарнира над средней опорой, в качестве лишнего неизвестного будет фигурировать искомый

опорный момент X (рис. 4.10, б). Согласно зависимости (4.45) уравнение метода сил имеет вид:

$$\bar{\delta}^{(0,\infty)} X^{(\infty)} = -\bar{\Delta}^{(0,\infty)},$$

где

$$\bar{\delta}^{(0,\infty)} = \delta_1^{(0)} + \delta_2^{(0,\infty)} = \frac{2l}{3EI} + \frac{4s}{l^2};$$

$$\bar{\Delta}^{(0,\infty)} = \Delta_1^{(0)} + \Delta_2^{(0,\infty)} = -\frac{ql^3}{12EI} + 2qs.$$

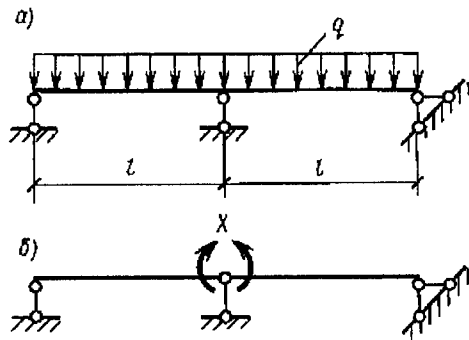


Рис. 4.10. К примерам Н. Х. Арутюняна и М. Е. Гибшмана:
а — заданная система; б — основная система

Заметим, что в данном примере материал балки (элемент 1) не обладает свойством ползучести, а упруго-мгновенное перемещение средней опоры (элемент 2) равно нулю, поэтому $\delta_1^{(0,\infty)} = \delta_2^{(0)} = 0$, $\Delta_1^{(0,\infty)} = \Delta_2^{(0)} = 0$.

Подставляя численные значения расчетных величин в формулы для $\bar{\delta}^{(0,\infty)}$ и $\bar{\Delta}^{(0,\infty)}$ и решая уравнение, получим $X^{(\infty)} = 28\,500$ кН·м. Точное значение этого момента, найденное из решения интегрального уравнения теории упругой наследственности, равно 33 700 кН·м. Расхождение между точным и приближенным решением составляет 15,4 %.

При $t = 0$, $s = 0$, тогда

$$X^{(0)} = -ql^2/8 = 131 \cdot 30^2/8 = -14\,750 \text{ кН·м.}$$

Следовательно, в результате консолидации грунта под средней опорой происходит изменение опорного момента не только по абсолютному значению, но и по знаку.

Пример М. Е. Гибшмана [4]. Для уменьшения пролетных моментов в двухпролетной неразрезной балке (см. рис. 4.10, а) производится искусственное регулирование усилий путем мгновенного смещения средней опоры вверх на $s = 0,2$ м. Жесткость балки $EI = 2,4 \cdot 10^7$ кН·м², длина пролетов $l = 40$ м, постоянная равномерно распределенная нагрузка $q = 45$ кН/м, характеристика ползучес-

ти армированного бетона балки $\varphi^{(0,\infty)} = 2$. Требуется определить опорный момент в момент времени $t = \infty$.

Принимая основную систему по предыдущему примеру, будем иметь:

$$\bar{\delta}^{(0,\infty)} = \delta_1^{(0)} + \delta_1^{(0,\infty)} = \frac{2l}{3EI} (1 + \varphi^{(0,\infty)}) =$$

$$= \frac{2 \cdot 40}{3 \cdot 2,4 \cdot 10^7} (1 + 2) = 33,3 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{кН·м}};$$

$$\bar{\Delta}^{(0,\infty)} = \Delta_1^{(0)} + \Delta_1^{(0,\infty)} + \Delta_2^{(0)} = -\frac{ql^3}{12EI} (1 + \varphi^{(0,\infty)}) - \frac{2s}{l} =$$

$$= -\frac{45 \cdot 40^3}{12 \cdot 2,4 \cdot 10^7} (1 + 2) - \frac{2 \cdot 0,2}{40} = -0,04;$$

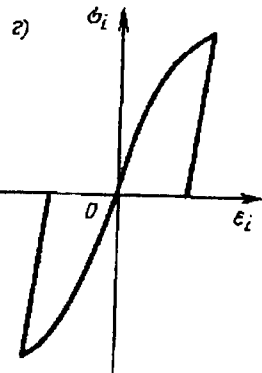
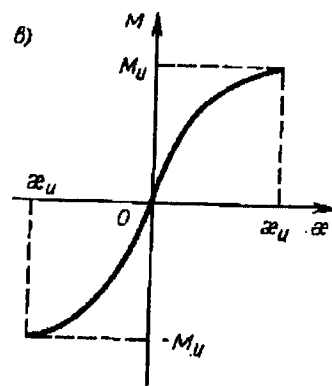
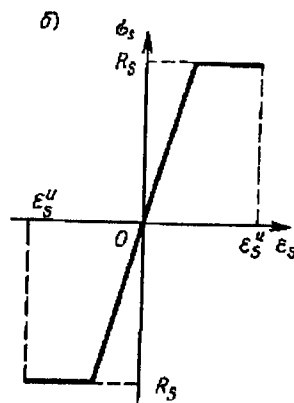
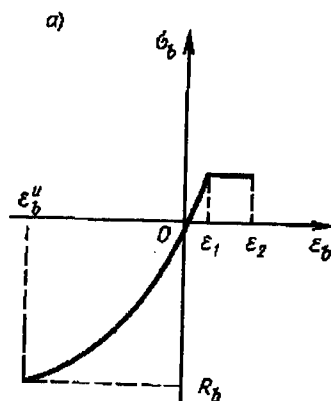
$$X^{(\infty)} = \frac{0,04}{33,3 \cdot 10^{-7}} = 12\,000 \text{ кН·м.}$$

Точное значение $X^{(\infty)}$, полученное на основе решения дифференциального уравнения теории старения, равно 10 260 кН·м. Разница между точным и приближенным решением составляет 17 %.

Как видно из приведенных примеров, рассмотренный упрощенный способ расчета конструкций на ползучесть в ряде случаев вполне может удовлетворять запросы практики. Конечно, не всегда может быть такое хорошее совпадение результатов расчетов, поэтому для каждого класса задач следует проводить исследование применимости упрощенного способа расчета.

РЕШЕНИЕ ОТДЕЛЬНЫХ ЗАДАЧ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ
КОНСТРУКЦИЙ С ОСНОВАНИЕМ1. Учет нелинейно-неупругого деформирования
конструкций при переменных нагрузениях

Расчеты конструкций за пределами упругости основываются на диаграммах растяжения и сжатия материалов. В таких расчетах желательно использовать экспериментально полученные диаграммы. Однако для упрощения расчетов за пределами упругости экспериментальные диаграммы обычно схематизируются, т. е. заменяются линиями (кривыми или прямыми), имеющими достаточно простое математическое выражение и в то же время хорошо совпадающими с экспериментально полученными диаграммами.



Так, например, диаграмма одноосного сжатия-растяжения бетона часто схематизируется известной зависимостью Л. И. Оنيщика (рис. 5.1, а). Диаграмма деформирования арматуры принимается в виде диаграммы

Рис. 5.1. Диаграммы деформирования бетона (а), арматуры (б), железобетонного сечения (в) и точки пластинчатой системы (г)

идеального упруго-пластического тела с ограниченным участком текучести (рис. 5.1, б). Диаграмма же деформирования железобетонного сечения в целом при изгибе и внецентренном сжатии может быть аппроксимирована квадратной параболой (рис. 5.1, в). Как показали исследования [5, 14], такая зависимость кривизны χ от момента M достаточно точно описывает деформации изгибаемых и внецентренно сжатых элементов и упрощает расчет статически неопределимых стержневых железобетонных конструкций. Для стержневых металлических конструкций зависимость кривизны от изгибающего момента также может быть принята в форме, показанной на рис. 5.1, в. В пластинчатых системах при плоском или объемном напряженном состоянии диаграмма деформирования какой-либо точки системы изображается в виде зависимости интенсивности деформаций ϵ_i от интенсивности напряжений σ_i (рис. 5.1, г). Как известно из теории пластичности, диаграмма деформирования материала при сколь угодно сложном объемном напряженном состоянии имеет такой же вид, что и диаграмма его растяжения или сжатия. Иными словами, вид диаграммы $\sigma_i - \epsilon_i$ зависит только от материала системы. В практике используются различные виды зависимости деформаций от напряжений — криволинейные, кусочно-линейные и комбинации прямой и кривой.

Достаточно универсальной зависимостью между силовыми и деформационными факторами является рассмотренная в п. 2 гл. 3 гиперболическая зависимость, которая может быть применена и для описания нелинейного деформирования конструктивных материалов. Соответствующим подбором параметров кривой можно добиться хорошего приближения ее к опытным данным не только для грунтов, но и для различных материалов. В качестве примера покажем аппроксимацию кривизны сечения железобетонной балки гиперболической зависимостью.

В монографии [5] приведена экспериментально полученная зависимость кривизны χ от изгибающего момента M для железобетонной балки (рис. 5.2). Гиперболическую зависимость кривизны от момента представим в форме (3.6), заменив осадку и контактное напряжение на кривизну и момент:

$$\chi = MT / (M_u - M), \quad (5.1)$$

где

$$T = \bar{\chi} [(M_u / \bar{M}) - 1]. \quad (5.2)$$

Будем аппроксимировать опытную кривую до кривизны, соответствующей предельному значению изгибающего момента, который в эксперименте составил $M \approx 16$ кН·м. Поставим условие, чтобы теоретическая кривая проходила через две точки опытной кривой с координатами $\bar{M} = 8$ кН·м, $\bar{\chi} = 6,3 \cdot 10^{-3}$ м⁻¹ и $M = 16$ кН·м,

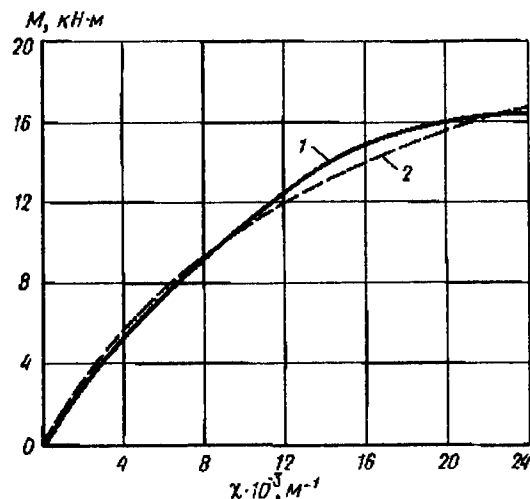


Рис. 5.2. Зависимость кривизны сечения железобетонной балки от изгибающего момента:
1 — экспериментальные данные; 2 — по гиперболической зависимости

$\chi = 33 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$. Для реализации этого условия необходимо так подобрать предельный момент M_u , чтобы кривая проходила не только через точку $\bar{M}$, $\bar{\chi}$, но и через вторую заданную точку M , χ . В этом случае предельный момент M_u , фигурирующий в формуле (5.1), будет величиной условной, обеспечивающей получение хорошей аппроксимации в рассматриваемом реальном диапазоне деформирования. Искомое выражение для M_u может быть найдено из формул (5.1) и (5.2):

$$M_u = M \bar{M} (\chi - \bar{\chi}) / (\chi \bar{M} - \bar{\chi} M). \quad (5.3)$$

Подставив в выражение (5.3) заданные значения $\bar{M}$, $\bar{\chi}$, и M , χ получим $M_u = 26,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Тогда, согласно формулам (5.2) и (5.1), имеем:

$$\left. \begin{aligned} T &= 6,3 \cdot 10^{-3} (26,8/8 - 1) = 14,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}; \\ \chi &= M \cdot 14,8 \cdot 10^{-3} / (26,8 - M). \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

Построенная по формуле (5.4) кривая 2 (см. рис. 5.2) показывает, что точность аппроксимации опытных данных формулой (5.4) более чем удовлетворительная.

Обозначим через Φ произвольный силовой фактор, а через W соответствующий ему деформационный фактор. В качестве Φ может фигурировать сила, напряжение, момент и т. п.; в качестве W — перемещение, относительная деформация, кривизна и т. п.

Гиперболические зависимости между силовыми и деформационными факторами, аналогично формулам (3.6) — (3.8), представим в виде:

$$W = \Phi D / (\Phi_u - \Phi); \quad (5.5)$$

$$\Phi = \Phi_u W / (W + D); \quad (5.6)$$

$$D = \bar{W} (\Phi_u / \bar{\Phi} - 1). \quad (5.7)$$

Отношение Φ к W назовем секущим жесткостным фактором или сокращенно жесткостью:

$$K = \Phi / W. \quad (5.8)$$

Выражение (5.8) совершенно сходно по форме с формулой (3.2), которая справедлива для секущего коэффициента жесткости поверхности основания. Разница лишь в том, что вместо контактного напряжения здесь присутствует некоторый силовой фактор, а вместо осадки основания — деформационный фактор, соответствующий принятому силовому фактору. В зависимости от физического смысла параметров Φ и W жесткость K может представлять: изгибную EI , сдвиговую GF , осевую EF или крутильную GI_k жесткости сечений элементов конструкций; приведенные жесткости многоэлементной конструктивной системы в целом, например стен бескаркасных зданий; переменные модуль упругости E или модуль сдвига G материала.

Переменность нагружения учитывается в виде последовательности видов условно простых нагружений. Для расчета сооружений во взаимодействии с основанием применим метод раздельных нагружений, описанный в пп. 6 и 7 гл. 3. При этом параметры Φ_u и D нелинейной зависимости между силовыми и деформационным фактором при прямом и обратном (реверсивном) нагружении принимаем различными, что позволяет учесть несимметричное армирование железобетонного сечения, различное сопротивление материала растяжению и сжатию и т. п.

Расчетная диаграмма деформирования сечения или материала конструкции в начальной системе координат $\Phi 1 - W 1$ при первичном нагружении представлена на рис. 5.3. Кривые 1 или 1', по которым осуществляется первичное нагружение, описываются формулами:

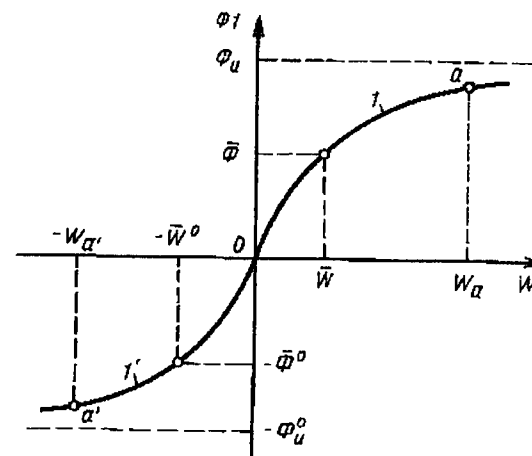


Рис. 5.3. Расчетная диаграмма деформирования при первом нагружении

$$W = \Phi D / \Phi_u - \Phi; W' = \frac{(-\Phi)(-D')}{(-\Phi'_u) - (-\Phi)}. \quad (5.9)$$

Подставляя в формулу (5.8) значение Φ из выражения (5.6), получаем зависимость жесткости от деформационного фактора:

$$K = \Phi_u / (W + D), \quad (5.10)$$

аналогичную формуле (3.10).

На основе зависимости (5.10) жесткости в каких-либо точках a и a' диаграммы деформирования (рис. 5.3) определяются по формулам:

$$K_a = \frac{\Phi_u}{W_a + D}; K_{a'} = \frac{-\Phi'_u}{-W_{a'} + (-D')}. \quad (5.11)$$

Легко видеть, что для положительной и отрицательной ветви диаграммы деформирования значения жесткостей положительны.

Последовательность определения напряженно-деформированного состояния сооружения по методу отдельных нагружений аналогична принятой при решении нелинейно-неупругой контактной задачи. На каждом шаге расчета, наряду с корректировкой значений коэффициентов жесткости основания, одновременно корректируются жесткости элементов сооружения. Деформирование рассматривается по положительной ветви диаграммы.

При выводе формул для жесткостей будем, как и в гл. 3, пользоваться геометрической интерпретацией процесса нагружения. В методе отдельных нагружений расчет на каждое простое нагружение представляет собой решение нелинейно-упругой задачи. Линия нагружения проходит через начало координат соответствующего нагружения и состоит из положительной и отрицательной ветвей. При этом участки разгрузки на диаграмме деформирования рассматриваются в расчете как линии нагружения. Таким образом, процесс нагружения может быть представлен как движение точки из начала координат по линии деформирования.

В процессе нагружения конструкции рядом последовательных условно простых нагрузок и воздействий, начиная с ненапряженного состояния, отдельные элементы, получившие вначале какие-либо деформации, могут подвергаться частичной или полной разгрузке, дополнительному прямому или обратному нагружению, переходить от состояния разгрузки к новому состоянию нагружения.

На диаграммах деформирования элемента конструкции при четырех последовательных нагружениях (рис. 5.4) показаны возможные варианты расположения точек, отражающих процесс нагружения.

При первом нагружении точка 1 в исходных координатах

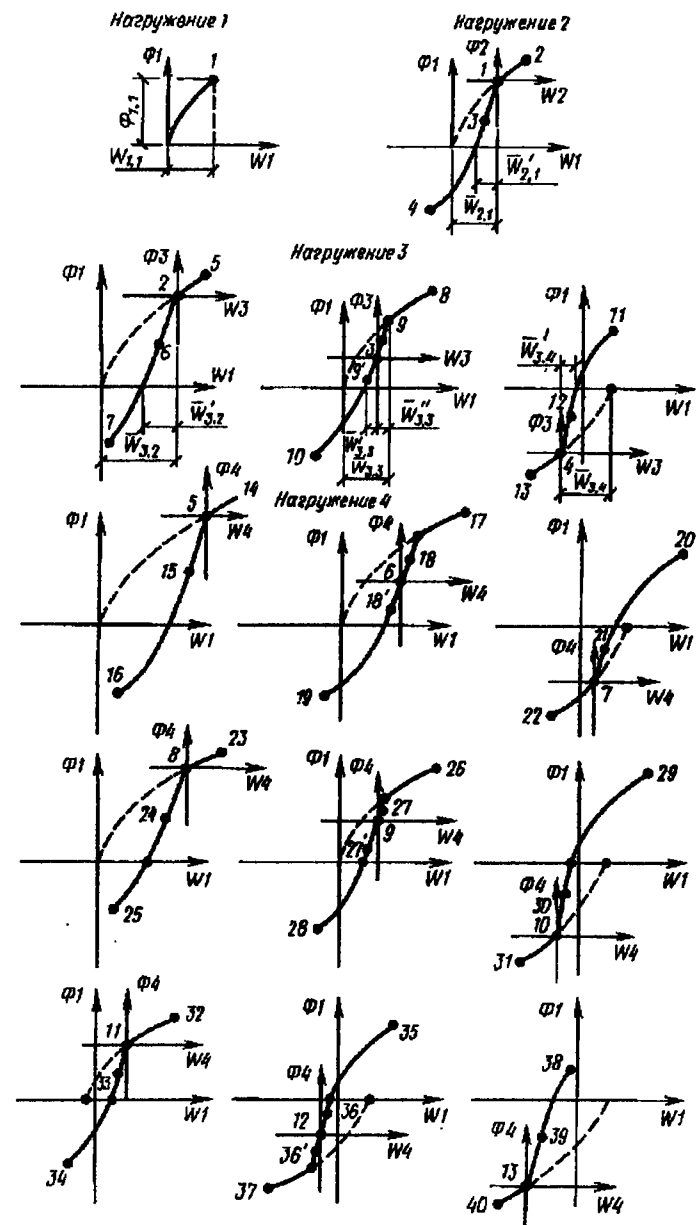


Рис. 5.4. Диаграммы деформирования при четырех последовательных нагружениях

$\Phi 1 - W1$ находится на линии прямого нагружения. Подобным точкам присваивается признак H (прямое нагружение).

Второе нагружение рассматривается в координатах $\Phi 2 - W2$, начало которых помещается в точке 1. Диаграмма деформирования второго нагружения состоит из трех линий: продолжения линии прямого нагружения, участка разгрузки от точки 1 до пересечения с осью $W1$ и линии обратного по отношению к исходному нагружения. При этом возможны три случая расположения точки, обозначенные на диаграмме нагружения 2 (см. рис. 5.4) цифрами 2, 3 и 4. Точке 2 присваивается признак H , поскольку она лежит на линии прямого нагружения; точке 3 — признак P (прямая разгрузка); точке 4 — признак H^o (обратное нагружение).

Третье нагружение рассматривается в координатах $\Phi 3 - W3$, начало которых помещается в точках 2, 3 и 4. Каждая из этих исходных точек имеет свою диаграмму деформирования, состоящую, как и при нагружении 2, из трех линий. В результате действия третьего нагружения возможные варианты расположения точек обозначены цифрами 5—13. Точки 5 и 8 относятся к линии прямого нагружения (признак H); 6, 9 и 9' — к линии прямой разгрузки (признак P); 7, 10 и 13 — к линии обратного нагружения (признак H^o); 12 — к линии обратной разгрузки (P^o — обратная разгрузка).

Проводя расчет системы на четвертое нагружение, необходимо в общем случае рассматривать уже девять возможных диаграмм деформирования, относящихся к точкам 5—13. Для пятого нагружения таких диаграмм будет $3 \cdot 9 = 27$, для шестого $3 \cdot 27 = 84$ и т. д.

Анализируя приведенные диаграммы деформирования, можно заметить, что для определения жесткостей достаточно иметь четыре типа формул. Первый тип формул относится к точкам на прямых линиях разгрузки (точки 3, 6, 9, 9', 12, 15, 18, 18', 21, 24, 27, 27', 30, 33, 36, 36', 39; второй — к точкам на кривых нагружений, когда начало координат располагается на этих кривых (точки 2, 5, 13, 14, 22, 23, 31, 32, 40); третий — для точек на кривых нагружений при расположении начала координат на линиях разгрузки от этих кривых (точки 8, 17, 26, 37); четвертый — для точек на кривых нагружения, если начало координат находится на линии разгрузки, продолжением которой является данная кривая (точки 4, 7, 10, 11, 16, 19, 20, 25, 28, 29, 34, 35, 38).

Первый тип формул представляет собой значения жесткостей при разгрузке, которые для $d + 1$ -го шага итерации ($d = 1, 2, \dots$) будут: по линиям прямой разгрузки

$$J^{(d+1)} = J_r; \quad (5.12)$$

по линиям обратной разгрузки

$$J^{(d+1)} = J_r^o. \quad (5.13)$$

Остальные типы формул для линий прямого и обратного нагружений приведены в табл. 5.1. Эти формулы получены нами как тангенсы угла наклона α соответствующих секущих прямых к осям W_t . Фигурирующие в формулах параметры Φ_t , $\bar{W}_t$ и $\bar{W}_t'$ легко на-

Таблица 5.1.

Общие формулы жесткостей конструкций

Расположение точек на диаграммах деформирования	Формула для $J_{\alpha}^{(d+1)}$
	$\frac{\Phi_u D}{(\bar{W}_t^{(d)} + \bar{W}_t + D)(\bar{W}_t + D)} \quad (5.14)$
	$\frac{(\Phi_u - \bar{\Phi}_t)(\bar{W}_t^{(d)} + \bar{W}_t) - \bar{\Phi}_t D}{(\bar{W}_t^{(d)} + \bar{W}_t + D)W_t^{(d)}} \quad (5.15)$
	$\frac{(\Phi_u - \bar{\Phi}_t)(\bar{W}_t^{(d)} - \bar{W}_t) + \bar{\Phi}_t D}{(\bar{W}_t^{(d)} - \bar{W}_t + D)W_t^{(d)}} \quad (5.16)$
	$\frac{\Phi_u D^o}{(\bar{W}_t^{(d)} + \bar{W}_t + D^o)(\bar{W}_t + D^o)} \quad (5.17)$
	$\frac{(\Phi_u^o - \bar{\Phi}_t)(\bar{W}_t^{(d)} - \bar{W}_t) + \bar{\Phi}_t D^o}{(\bar{W}_t^{(d)} - \bar{W}_t + D^o)W_t^{(d)}} \quad (5.18)$
	$\frac{(\Phi_u^o - \bar{\Phi}_t)(\bar{W}_t^{(d)} - \bar{W}_t) - \bar{\Phi}_t D^o}{(\bar{W}_t^{(d)} - \bar{W}_t + D^o)W_t^{(d)}} \quad (5.19)$

ходятся по результатам расчета на предыдущее нагружение. Например, для расчета на второе нагружение (см. рис. 5.4) имеем

$$\bar{W}_{2,1} = W_{1,1}; \quad \bar{W}'_{2,1} = \Phi_{1,1} / J_r,$$

где первый индекс — номер нагружения; второй — номер точки.

Условия и формулы для определения значений жесткостей конструкций и установления признаков точек для последовательных нагружений даны в табл. 5.2. Полученные зависимости относятся также и к отрицательной ветви, но с учетом соответствующих знаков и значений параметров деформирования. Если при первом на-

Т а б л и ц а 5.2.

Условия и соответствующие формулы для вычисления жесткостей конструкции

Номер нагружения	Признак точки	Условие	Формула для вычисления жесткости $J^{(d+1)}$ ($d=1, 2, \dots$)	Признак точки для следующего нагружения
1	На первом шаге итераций		$J_1^{(1)} = \Phi_u / D$	—
	—	$W_1^{(d)} > 0$	$\Phi_u / (W_1^{(d)} + D)$	H
2	На первом шаге итераций		$J_2^{(1)} = J_1$	—
	—	$W_2^{(d)} > 0$	(5.14)	H
	—	$\bar{W}_2 \leq W_2^{(d)} < 0$	J_r	P
		$\bar{W}_2' > W_2^{(d)} < 0$	(5.19)	H°
3	На первом шаге итераций		$J_3^{(1)} = J_2$	—
	H	$W_3^{(d)} > 0$	(5.14)	H
		$\bar{W}_3 \leq W_3^{(d)} < 0$	J_r	P
		$\bar{W}_3' > W_3^{(d)} < 0$	(5.19)	H°
	P	$\bar{W}_3'' \leq W_3^{(d)} > 0$	(5.15)	H
		$\bar{W}_3' > W_3^{(d)} > 0$	J_r	P
		$\bar{W}_3 \leq W_3^{(d)} < 0$	J_r	P
		$\bar{W}_3' > W_3^{(d)} < 0$	(5.19)	H°
	H°	$\bar{W}_3 \leq W_3^{(d)} > 0$	(5.16)	H
		$\bar{W}_3' > W_3^{(d)} > 0$	J_r^o	P°
		$W_3^{(d)} < 0$	(5.17)	H°

Продолжение табл. 5.2

Номер нагружения	Признак точки	Условие	Формула для вычисления жесткости $J^{(d+1)}$ ($d=1, 2, \dots$)	Признак точки для следующего нагружения
4	На первом шаге итераций		$J_4^{(1)} = J_3$	—
	H	$W_4^{(d)} > 0$	(5.14)	H
		$\bar{W}_4' \leq W_4^{(d)} < 0$	J_r	P
		$\bar{W}_4' > W_4^{(d)} < 0$	(5.19)	H°
	P	$\bar{W}_4'' \leq W_4^{(d)} > 0$	(5.15)	H
		$\bar{W}_4' \leq W_4^{(d)} > 0$	J_r	P
		$\bar{W}_4 \leq W_4^{(d)} < 0$	J_r	P
		$\bar{W}_4' > W_4^{(d)} < 0$	(5.19)	H°
	H°	$\bar{W}_4' \leq W_4^{(d)} > 0$	(5.16)	H
		$\bar{W}_4' > W_4^{(d)} > 0$	J_r^o	P°
t (t=5, 6, ...)	H	$W_t^{(d)} > 0$	(5.14)	H
		$\bar{W}_t' \leq W_t^{(d)} < 0$	J_r	P
		$\bar{W}_t' > W_t^{(d)} < 0$	(5.19)	H°
	P	$\bar{W}_t'' \leq W_t^{(d)} > 0$	(5.15)	H
		$\bar{W}_t' \leq W_t^{(d)} < 0$	J_r	P
		$\bar{W}_t \leq W_t^{(d)} < 0$	J_r	P
		$\bar{W}_t' > W_t^{(d)} < 0$	(5.19)	H°
	H°	$\bar{W}_t' \leq W_t^{(d)} > 0$	(5.16)	H
		$\bar{W}_t' > W_t^{(d)} > 0$	J_r^o	P°
	P°	$W_t^{(d)} < 0$	(5.17)	H°
		$\bar{W}_t' \leq W_t^{(d)} > 0$	(5.16)	H
		$\bar{W}_t' > W_t^{(d)} > 0$	J_r^o	P°
		$\bar{W}_t' \leq W_t^{(d)} < 0$	J_r^o	P°
		$\bar{W}_t' > W_t^{(d)} < 0$	(5.18)	H°

гружении деформирование происходило по отрицательной ветви, то в дальнейшем расчете это рассматривается как прямое нагружение. Пользуясь указаниями табл. 5.2, с помощью итерационного или шагового метода можно распространить имеющиеся линейные решения упругих задач на нелинейно-неупругие задачи.

2. Расчет абсолютно жестких балок и плит

Расчетные схемы абсолютно жестких балок, системы перекрестных балок и плиты представляют собой частные, но весьма распространенные виды расчетных схем сооружений, жесткость которых может приниматься бесконечно большой по сравнению с жесткостью грунтового основания. К такого рода сооружениям относятся массивные фундаменты, бескаркасные здания с отношением высоты к длине более 0,8 — 1, силосные корпуса, дымовые трубы, водонапорные башни и другие сооружения башенного типа.

Рассмотрим расчет системы “балка — основание” в линейно-упругой постановке (см. рис. 5.5, а). Непрерывное основание заменено отдельными опорами конечной жесткости, расположенными на равных расстояниях a одна от другой. Деформационными харак-

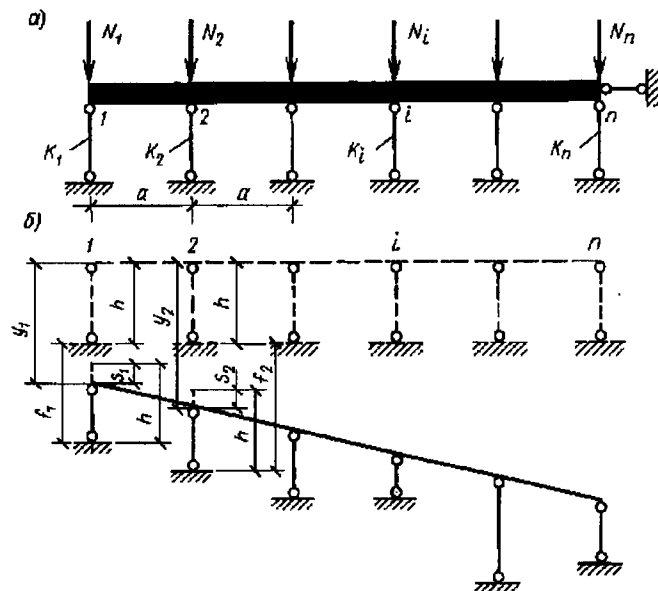


Рис. 5.5. Расчетная схема системы “балка — основание”:

а — система в недеформированном состоянии; б — система в деформированном состоянии под действием сил N (условно не показаны) и оседаний опор

теристиками опор 1, 2, ..., n являются их коэффициенты жесткости $K_1, K_2, \dots, K_n$. Внешняя силовая нагрузка сведена к сосредоточенным силам $N_1, N_2, \dots, N_n$, приложенным по осям опор. Реактивные силы в опорах обозначены $P_1, P_2, \dots, P_n$.

На рис. 5.5, б система “балка — основание” изображена в деформированном состоянии под воздействием сил N и заданных оседаний опор f . Поскольку балка абсолютно жесткая, подшва ее остается плоской при любых воздействиях. Это обстоятельство значительно упрощает расчет и для решения контактной задачи достаточно воспользоваться двумя уравнениями равновесия: 1) сумма вертикальных сил, действующих на балку, равна нулю; 2) сумма моментов действующих сил относительно правого конца балки (точка n) равна нулю.

Эти уравнения имеют вид:

$$P_1 + P_2 + \dots + P_n = N_1 + N_2 + \dots + N_n; \quad (5.20)$$

$$P_1(n-1) + P_2(n-2) + \dots + P_{n-1} = N_1(n-1) + N_2(n-2) + \dots + N_{n-1} \quad (5.21)$$

(во втором уравнении длина a при всех N и P сокращается).

Уравнение оси балки может быть записано в форме уравнения прямой линии с угловым коэффициентом

$$y = y_1 + cx, \quad (5.22)$$

где y_1 — вертикальное перемещение точки 1 (левого конца) балки; $c = \operatorname{tg} \alpha$ — наклон балки (положительное направление указано на рис. 5.5, б).

В этом случае вертикальное перемещение i -й точки балки вычисляется по формуле

$$y_i = y_1 + (i-1)ca. \quad (5.23)$$

Полные перемещения y_i точек контакта балки с опорами (основанием) складываются из заданных оседаний f_i и осадок s_i опор

$$y_i = f_i + s_i, \quad (5.24)$$

откуда

$$s_i = y_i - f_i.$$

Реакция опоры

$$P_i = K_i s_i = K_i (y_i - f_i). \quad (5.25)$$

Заменяя в формуле (5.25) y_i его выражением по зависимости (5.23), получаем:

$$P_i = K_i [y_1 + (i-1)ca - f_i]. \quad (5.26)$$

Подставляя в уравнения равновесия (5.20) и (5.21) значение P_i

из формулы (5.26), получаем два линейных алгебраических уравнения с двумя неизвестными: y_1 и c .

Окончательный алгоритм расчета системы "балка — основание" может быть представлен в следующем виде.

Исходные данные: n — число опор балки; a — шаг опор; N_i — силы в точках опор; f_i — заданные оседания опор; K_i — коэффициенты жесткости опор ($i = 1, 2, \dots, n$).

Вычисляем коэффициенты и свободные члены уравнений:

$$\left. \begin{aligned} A_{11} &= \sum_{i=1}^n K_i; \quad A_{12} = \sum_{j=2}^n (j-1)K_j; \\ A_{21} &= \sum_{i=1}^{n-1} (n-1)K_i; \quad A_{22} = a \sum_{j=2}^{n-1} (j-1)(n-j)K_j; \\ B_1 &= \sum_{i=1}^n N_i + \sum_{i=1}^n K_i f_i; \\ B_2 &= \sum_{i=1}^{n-1} (n-i)N_i + \sum_{i=1}^{n-1} (n-i)K_i f_i; \\ D &= A_{11}A_{22} - A_{12}A_{21}. \end{aligned} \right\} \quad (5.27)$$

Находим неизвестные y_1 и c :

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= (A_{22}B_1 - A_{12}B_2)/D; \\ c &= (A_{11}B_2 - A_{21}B_1)/D. \end{aligned} \right\} \quad (5.28)$$

Затем определяем вертикальные перемещения, осадки, реакции опор, изгибающие моменты и поперечные силы:

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= y_1 + (j-1)ca \quad (j=2, 3, \dots, n); \\ s_i &= y_i - f_i \quad (i=1, 2, \dots, n); \\ p_i &= K_i s_i \quad (i=1, 2, \dots, n); \\ M_j &= a \sum_{r=1}^{j-1} (j-r)(P_r - N_r) \quad (j=2, 3, \dots, n-1); \\ Q_i &= \sum_{r=1}^i (P_r - N_r) \quad (i=1, 2, \dots, n). \end{aligned} \right\} \quad (5.29)$$

Балка конечной жесткости может быть рассчитана как неразрезная балка на упругих опорах с использованием метода сил или метода перемещений.

В случае абсолютно жесткой плиты, подошва которой при осадке остается плоской, для определения реактивных давлений достаточно определить вертикальные перемещения только каких-либо трех точек подошвы плиты. Перемещения остальных точек легко

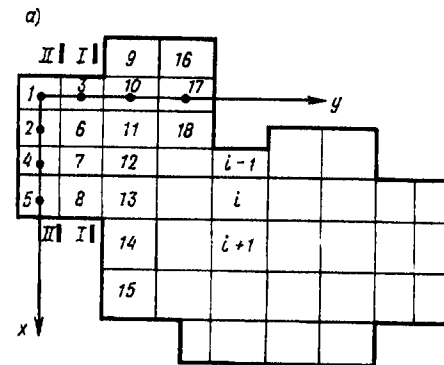
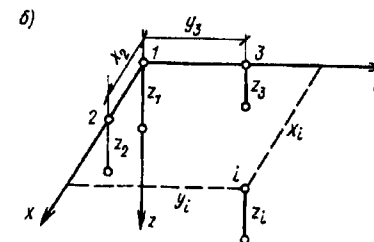


Рис. 5.6. К расчету абсолютно жесткой плиты:

а — план плиты; б — вертикальные перемещения точек плиты



определяются из уравнения плоскости, проходящей через найденные три точки.

Для расчета горизонтальная плоскость произвольной конфигурации разбивается на n прямоугольников (рис. 5.6, а).

В каждом прямоугольнике действует неизвестное реактивное давление p . Равнодействующая давлений приложена в центре тяжести i -го прямоугольника и равна: $P_i = p_i A_i$, где A_i — площадь i -го прямоугольника.

Координатные оси x и y направлены по крайним рядам точек приложения равнодействующих реактивных давлений. Начало координат помещаем в точке 1, точка 3 располагается на оси y ; точка 2 — на оси x ; нумерация остальных точек произвольна.

Из уравнения плоскости, проходящей через данные три точки (x_1, y_1, z_1) , (x_2, y_2, z_2) , (x_3, y_3, z_3) (рис. 5.6, б),

$$\begin{vmatrix} x-x_1 & y-y_1 & z-z_1 \\ x_2-x_1 & y_2-y_1 & z_2-z_1 \\ x_3-x_1 & y_3-y_1 & z_3-z_1 \end{vmatrix} = 0, \quad (5.30)$$

с учетом того, что в нашем случае $x_1 = y_1 = y_2 = x_3 = 0$, находим:

$$z_i = z_1(1 - x_i/x_2 - y_i/y_3) + z_2 x_i/x_2 + z_3 y_i/y_3. \quad (5.31)$$

Перемещения z_1, z_2, z_3 находятся из уравнений равновесия $\sum z = 0$, $\sum M_x = 0$, $\sum M_y = 0$:

$$\left. \begin{aligned} P_1 + P_2 + P_3 + \sum_{i=4}^n P_i + \sum_{i=1}^n N_i &= 0; \\ P_3 y_3 + \sum_{i=4}^n P_i y_i + \sum_{i=1}^n N_i y_i &= 0; \\ P_2 x_2 + \sum_{i=4}^n P_i x_i + \sum_{i=1}^n N_i x_i &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (5.32)$$

где N_i — внешняя нагрузка, приведенная к сосредоточенным силам, приложенным в точках 1, 2, ..., n .

По аналогии с (5.25) выразим реакции P в функции коэффициентов жесткости K , перемещений z и оседаний f :

$$P_i = K_i(z_i - f_i). \quad (5.33)$$

Подставляя (5.33) в (5.32), получаем систему уравнений относительно перемещений z_i :

$$\left. \begin{aligned} K_1 z_1 + K_2 z_2 + K_3 z_3 + \sum_{i=4}^n K_i z_i - \sum_{i=1}^n K_i f_i + \sum_{i=1}^n N_i &= 0; \\ K_3 z_3 y_3 + \sum_{i=4}^n K_i z_i y_i - \sum_{i=4}^n K_i f_i y_i + \sum_{i=1}^n N_i y_i &= 0; \\ K_2 z_2 x_2 + \sum_{i=4}^n K_i z_i x_i - \sum_{i=4}^n K_i f_i x_i + \sum_{i=4}^n N_i x_i &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (5.34)$$

В системе (5.34) все z_i ($i = 4, 5, \dots, n$) следует выразить через z_1, z_2, z_3 по формуле (5.31). Тогда получим три уравнения с тремя неизвестными, решив которые, найдем значения z_1, z_2, z_3 . Далее, по формуле (5.31) вычисляем значения z_i ($i = 4, 5, \dots, n$), а по формуле (5.33) — значения P_i ($i = 1, 2, \dots, n$).

Зная все внешние и реактивные силы, действующие на плиту, и исходя из положений статики, можно определить значения изгибающих моментов M_x, M_y , крутящих моментов M_{xy} и поперечных сил Q_x и Q_y . Следует отметить, что полученные усилия относятся не к отдельным точкам плиты, а являются обобщенными, приходящимися на какое-либо ее сечение. Так, например, для сечения $I-I$ обобщенный изгибающий момент M_y , стремящийся изогнуть плиту в продольном направлении по оси y (см. рис. 5.6, а), определяется следующим образом:

$$M_y = \sum_{i=1}^8 (P_i - N_i) a_i, \quad (5.35)$$

где a_i — расстояние от точки приложения силы до рассматриваемого сечения.

Подобным путем можно определить и значения обобщенных поперечных сил, приходящихся на все сечение плиты.

Крутящий момент M_{xy} в сечении плиты находится как сумма моментов слева и справа относительно плоскости, проходящей через ось рассматриваемого сечения. Так, крутящий момент в сечении $II-II$ определяется по формуле

$$M_{xy} = \sum_{i=1}^2 (P_i - N_i) d_i - \sum_{i=4}^5 (P_i - N_i) d_i, \quad (5.36)$$

где d_i — расстояние от точки приложения силы до плоскости, перпендикулярной рассматриваемому сечению и проходящей через его ось.

Значения усилий M_x, M_y, M_{xy} и Q_x, Q_y определяются делением обобщенных усилий на ширину рассматриваемого сечения плиты.

При проектировании сооружений для строительства на подрабатываемых территориях, характеризующихся ступенчатыми оседаниями земной поверхности, возникает задача определения возможных наибольших усилий в конструкциях сооружения от воздействий ступенчатого оседания основания. Для абсолютно жесткой балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, решение такой задачи в нелинейно-неупругой постановке представлено на рис. 5.7, а. Кривые построены по результатам большой серии расчетов балки по методу суммарных нагрузжений (см. п. 4 гл. 3) при различных высотах и расположениях уступа по длине балки, а также различных деформационных и прочностных характеристиках грунта. При этом упругая (восстанавливающаяся) часть осадки принята равной 0,25 полной осадки.

В зависимости от значений $h/\bar{s}$ и p_u/q определяется значение l_k/L [здесь h — высота уступа в основании; $\bar{s}$ — средняя осадка балки до появления уступа (рис. 5.7, б); p_u — предельное давление на основание; q — среднее давление на основание; l_k — наибольшая возможная длина консоли (рис. 5.7, в); L — длина балки]. Кривые проведены для наиболее неблагоприятного расположения уступа под балкой, при котором возникает наибольшая поперечная сила Q . Наибольшее значение Q наблюдается при точечном касании конца балки поверхности осевшего основания (см. рис. 5.7, в). Длина консоли l_k , обозначающая в то же время расстояние уступа от конца балки, соответствует именно этому случаю. Если уступ расположен на расстоянии $l < l_k$, то отрыв балки от основания увеличивается, а усилия уменьшаются. При $l > l_k$ консоли нет — левый конец балки опирается на осевшее основание и усилия уменьшаются по сравнению с экстремальным положением $l = l_k$.

Наибольшая поперечная сила, возникающая в балке от ступенчатого оседания основания

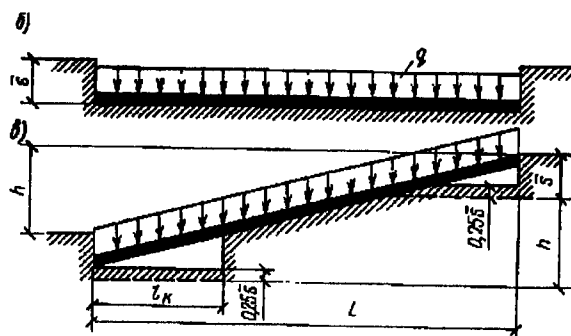
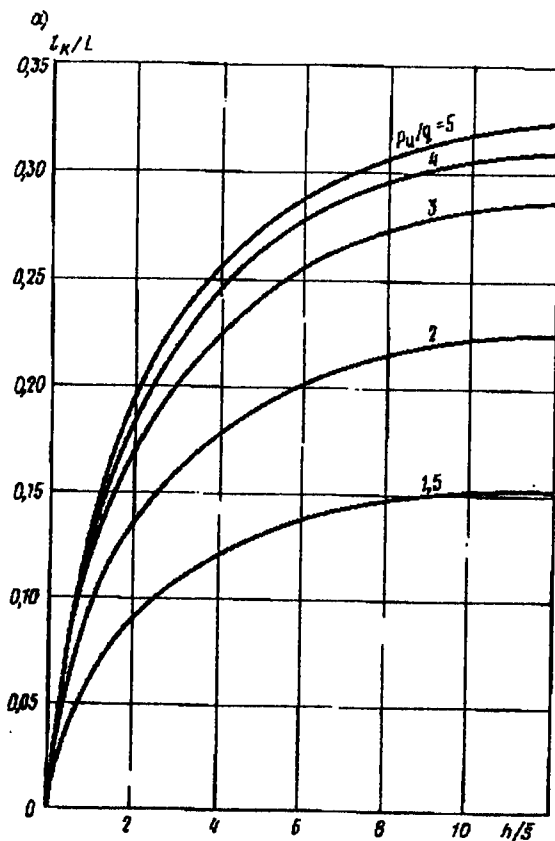


Рис. 5.7. К определению неблагоприятного расположения уступа в основании под абсолютно жесткой балкой:

а — кривые отношений p_u/q ; б — положение балки до появления уступа; в — то же, после появления уступа

$$Q = ql_k, \quad (5.37)$$

изгибающий момент в этом сечении балки

$$M = 0,5ql_k^2. \quad (5.38)$$

Кривые, изображенные на рис. 5.7, а, характеризуют воздействие ступенчатого оседания основания, вызывающего условный выгиб балки при расположении зоны оседания в пределах трети длины от конца балки. При неизвестном положении уступа необходимо также учитывать возможность прогиба балки, когда зона оседания охватывает более половины длины балки. Выполненные численные исследования взаимодействия балки со ступенчато оседающим основанием в нелинейно-неупругой постановке показали, что наибольшая поперечная сила и соответствующий ей изгибающий момент при прогибе мало отличаются по абсолютным значениям от получаемых по формулам (5.37) и (5.38). Поэтому указанными формулами можно пользоваться и для определения расчетных усилий при прогибе балки.

С помощью рис. 5.7, а представляется возможным решать не только прямую задачу проектирования — определение l_k , Q и M , но и ряд других задач, связанных с вариантным проектированием сооружений на ступенчато оседающем основании. Например, можно по предельно допустимой длине консоли l_k определить допустимую высоту уступа h или по заданным l_k и h найти предельного давления на основание p_u .

3. Расчет балки конечной жесткости на искривленном основании

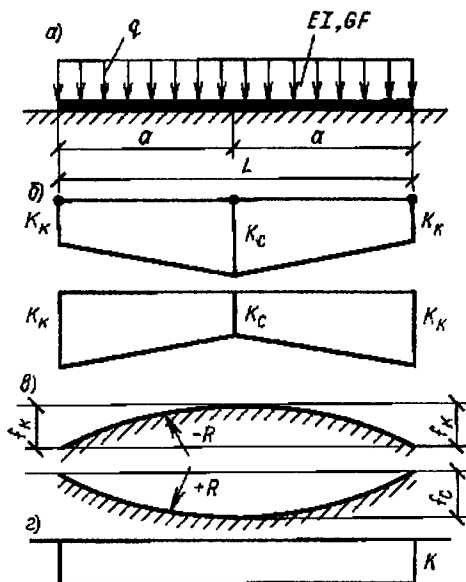
При расчете бескаркасных зданий на неравномерные деформации основания расчетная схема здания может приниматься в виде одномерной балочной системы с постоянными по ее длине приведенными изгибной EI и сдвиговой GF жесткостями. Нагрузка на такую систему принимается равномерно распределенной и равной суммарной нагрузке от всего здания на основание, отнесенной к длине здания.

Для определения обобщенных изгибающих моментов и поперечных сил в здании используются различные условные расчетные схемы деформируемости основания (см. гл. 1).

В обычных грунтовых условиях естественная неоднородность грунтов, приводящая к изменчивости сжимаемости основания, с достаточной для практики точностью может отражаться симметричными эпюрами переменного коэффициента жесткости основания (рис. 5.8, б). Расчетом проверяются два случая изгиба здания — выгиб и прогиб. При выгибе принимается, что коэффициент жесткости основания имеет максимальное значение в середине зда-

Рис. 5.8. Расчетная схема балки:

а — схема нагрузки; б — симметричные опоры переменного коэффициента жесткости; в — схемы искривления основания; г — опора постоянного коэффициента жесткости



ния и минимальное по торцам, при прогибе — минимальное в середине здания и максимальное по торцам.

На подрабатываемых территориях, где вертикальные деформации земной поверхности носят плавный характер, применяется расчетная схема искривленного по дуге параболы основания (см. рис. 5.8). Коэффициент жесткости основания в этой расчетной схеме считается постоянным по длине здания. Здание рассчитывается на искривление основания в форме выгиба и прогиба.

Дифференциальное уравнение изгиба балки с учетом деформаций сдвига, полагая для реактивных давлений p и внешних нагрузок q положительное направление вверх, можно записать в виде [9]:

$$d^2y/dx^2 = -M/EI + (p+q)/GF. \quad (5.39)$$

Подставляя в это уравнение зависимость

$$y = f + s, \quad (5.40)$$

получаем:

$$d^2s/dx^2 = -M/EI + (p+q)/GF - d^2f/dx^2, \quad (5.41)$$

где f — известная функция искривления основания.

Решив уравнение (5.41) относительно неизвестных погонных интенсивностей реакций основания методом конечных разностей, находим

$$P_K = \frac{B_C - B_K(1+2\gamma_C - \psi)}{1+2(\gamma_K + \gamma_C) + \psi}; \quad (5.42)$$

$$P_C = B_C - P_K. \quad (5.43)$$

Изгибающий момент в середине длины балки

$$M_C = \frac{a^2}{6} \left[\frac{B_C + 2B_K(\gamma_K + 2\gamma_C + \psi)}{1+2(\gamma_K + \gamma_C) + \psi} \right] + M_{с.в.} \quad (5.44)$$

В приведенных выражениях

$$B_C = -\frac{6}{a^2} M_{с.в.} + q_C \psi - \frac{12EI}{a^4} (f_K - f_C); \quad (5.45)$$

$$B_K = -\frac{\sum y_b}{a}, \quad (5.46)$$

где $\sum y_b$ — сумма проекций всех внешних сил на вертикальную ось y ;

$$\gamma_C = \frac{6EI}{K_C a^4}; \quad \gamma_K = \frac{6EI}{K_K a^4}; \quad \psi = \frac{6EI}{a^2 GF}, \quad (5.47)$$

где $M_{с.в.}$ — момент всех внешних сил, расположенных слева от середины балки, относительно средней точки балки; f_K и f_C — оседания поверхности основания в краевой и средней точках.

Формулы (5.42 — (5.47) относятся к симметрично загруженной балке на симметрично искривленном неоднородном основании. В случае балки на неоднородном основании при $f_K = f_C = 0$ (см. рис. 5.8) имеем:

$$P_C = 2q - P_K; \quad (5.48)$$

$$P_K = \frac{q(1+4\gamma_C + \psi)}{1+2\gamma_C(\alpha+1) + \psi}; \quad (5.49)$$

$$M_C = \frac{qa^2\gamma_C(1-\alpha)}{3[1+2\gamma_C(\alpha+1) + \psi]}; \quad (5.50)$$

$$Q = \frac{qa\gamma_C(1-\alpha)}{2[1+2\gamma_C(\alpha+1) + \psi]}, \quad (5.51)$$

где $\alpha = K_C/K_K$; Q — поперечная сила в четверти длины балки, близкая к наибольшему значению.

Из балок конечной жесткости можно выделить один частный, но весьма важный случай, когда при решении контактной задачи балку практически можно считать бесконечно жесткой. Этот случай обычно встречается в многоэтажных бескаркасных зданиях при отношении высоты отсека здания к его длине $H/L > 0,75$. При бесконечно жесткой балке формулы (5.50) и (5.51) принимают вид:

$$M_c = \frac{qa^2(1-\alpha)}{6(\alpha+1)}; \quad (5.52)$$

$$Q = \frac{qa(1+\alpha)}{4(\alpha+1)}. \quad (5.53)$$

Рассматривая балку на искривленном основании с постоянным коэффициентом жесткости K (см. рис. 5.8), получаем:

$$p_c = 2q - p_k; \quad p_k = q + \frac{2\gamma K(f_c - f_k)}{1 + 4\gamma + \psi}; \quad (5.54)$$

$$M_c = \frac{\gamma Ka^2(f_c - f_k)}{3(1 + 4\gamma + \psi)}; \quad (5.55)$$

$$Q = \frac{\gamma Ka(f_c - f_k)}{2(1 + 4\gamma + \psi)}, \quad (5.56)$$

где $\gamma = 6EI/Ka^4$.

Формулы (5.55) и (5.56) можно выразить через радиус кривизны R земной поверхности, используя известную зависимость $f = L^2/8R$:

$$M = \frac{KL^4}{384R\eta}; \quad Q = \frac{KL^3}{128R\eta}, \quad (5.57)$$

где

$$\eta = 1 + \frac{KL^4}{384EI} + \frac{KL^2}{16GF}. \quad (5.58)$$

Для бесконечно жесткой балки $\eta = 1$.

4. Определение расчетных положений карстовых воронок под бескаркасными зданиями

При проектировании зданий для строительства на карстовых территориях и при выборе мер защиты эксплуатируемых зданий, в основаниях которых возможно появление карстовых воронок, возникает задача установления наиболее неблагоприятного положения воронок.

Карстовая воронка диаметром d может образоваться под любой частью здания. Появление воронки означает полную потерю контакта между подошвой фундамента и основанием на некотором уча-

стке, ограниченном кругом провала. Основные схемы расположения воронок в плане здания даны на рис. 5.9. Участок 1 относится к прямолинейной части стены, 2 — к угловой, 3 — к Т-образной, 4 — к крестообразной. Участки 5 и 6, охватывающие несколько пересечений стен, характерны для значительных диаметров воронок, соизмеримых с шириной здания.

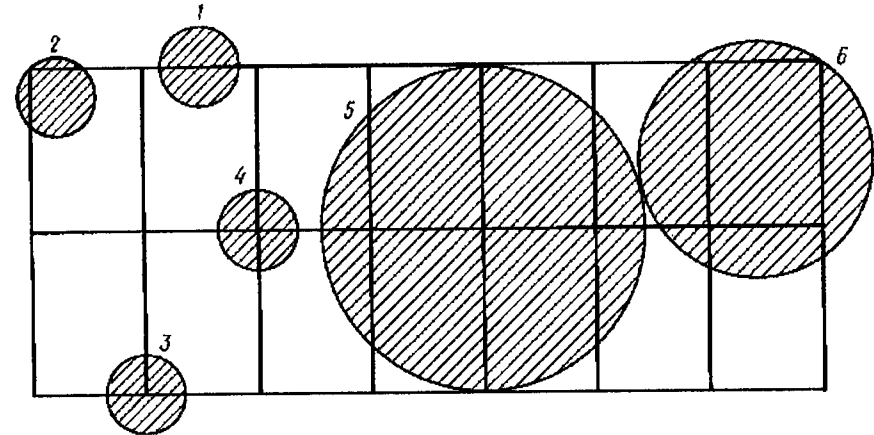


Рис. 5.9. Расположение карстовых воронок в плане здания

Методика определения расчетных положений карстовых воронок под зданиями базируется на следующих положениях:

расчетными считаются такие расположения воронки под участком стен, при которых в конструкциях возникают наибольшие по величине усилия — изгибающие моменты M и поперечные силы Q ; под одним и тем же участком стен может быть несколько расчетных расположений воронок, соответствующих возникновению наибольших M и Q в отдельных конструктивных элементах;

при определении усилий в конструкциях рассматриваются только участки стен, находящиеся над воронкой;

расчетная схема стен принимается в виде балочной системы, где отдельные балки загружены равномерно распределенной нагрузкой;

за пределами воронки коробка здания считается абсолютно жесткой, а основание — недеформируемым.

Принятые упрощающие предпосылки вполне оправданы неопределенностью исходных данных, особенно в части прогнозирования диаметров карстовых воронок и возможностью их образования под любым участком здания.

Прямолинейный участок. Наиболее неблагоприятным расположением воронки под таким участком будет симметричное расположение ее относительно оси стены, когда длина висячего участка стены равна диаметру воронки.

Угловой участок (рис. 5.10). Пролеты висячих участков стен имеют наибольшую длину в тех случаях, когда угловая точка находится на окружности воронки.

При прямом угле между стенами A и B

$$d^2 = l_A^2 + l_B^2. \quad (5.59)$$

Расчетная схема углового участка принимается в виде ломаной балки с жестко заземленными опорами и шарнирным угловым соединением (см. рис. 5.10, б). Стена A нагружена равномерно распределенной нагрузкой q_A , стена B — нагрузкой q_B . Расчет такой системы производится методом сил.

Принятая основная система показана на рис. 5.10, в. В качестве лишней неизвестной здесь является сила Q_1 , действующая в угловом стыке балок. Направления действия силы Q_1 по отношению к балкам A и B считаются положительными. Если в расчете получено отрицательное значение силы Q_1 , то она в действительности направлена в противоположную сторону. В результате расчета ломаной балки методом сил получены следующие формулы уси-

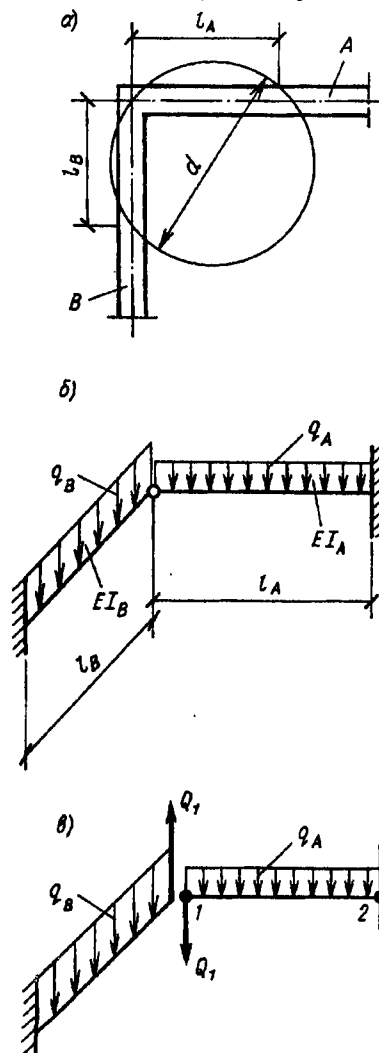


Рис. 5.10. Угловой участок здания: а — план; б — расчетная схема; в — основная система; A и B — продольная и поперечная стены

лий в точках 1 и 2 балки A , приведенные для удобства расчетов к безразмерному виду:

$$\bar{Q}_1 = \frac{m\beta^4 - \alpha^4}{2,67(m\beta^3 + \alpha^3)}; \quad (5.60)$$

$$\bar{Q} = \bar{Q}_1 + \alpha; \quad (5.61)$$

$$\bar{M}_2 = \alpha(\bar{Q}_1 + \alpha/2); \quad (5.62)$$

здесь

$$m = \frac{EI_A}{EI_B}; \quad n = \frac{q_B}{q_A}; \quad \alpha = \frac{l_A}{d}; \quad \beta = \frac{l_B}{d}. \quad (5.63)$$

Действительные значения поперечных сил и моментов определяются выражениями

$$Q_1 = \bar{Q}_1 q_A d; \quad Q_2 = \bar{Q}_2 q_A d; \quad M_2 = \bar{M}_2 q_A d^2. \quad (5.64)$$

При прямом угле примыкания балок A и B , в соответствии с формулой (5.59), зависимость между α и β выражается следующим образом:

$$\beta = \sqrt{1 - \alpha^2}. \quad (5.65)$$

Определение расчетных положений воронки для балки A производится в следующем порядке.

По формулам (5.60) — (5.62) вычисляются безразмерные значения $\bar{Q}_1$, $\bar{Q}_2$ и $\bar{M}_2$ при относительных длинах α , равных 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9; 1. При этом каждому значению α соответствует свое значение β , определяемое по формуле (5.65).

Из полученных значений $\bar{Q}_1$, $\bar{Q}_2$, $\bar{M}_2$ (по десяти значений каждого усилия) выбираются наибольшие величины. Соответствующие этим величинам длины α определяют расчетные положения воронки для балки A . Расчетная длина висячего участка стены (длина балки A)

$$l_A = \alpha d. \quad (5.66)$$

В качестве примера в табл. 5.3 приведены результаты расчетов по формулам (5.60) — (5.62) при $m = 1$ и $n = 1$ (наибольшие усилия в этой таблице выделены полужирным шрифтом).

В рассматриваемом случае наибольшая сдвиговая сила в вертикальном стыке между стенами A и B возникает при $l_A = 1d$, наибольшие поперечная сила и момент по грани воронки наблюдаются при $l_A = 0,6d$.

Расчет балки *B* производится по тем же формулам, что и балки *A*, но бывшую балку *B* следует теперь уже считать балкой *A*, а бывшую балку *A* — балкой *B*.

Т-образный участок (рис. 5.11). Наибольшие пролеты висячих участков стен возникают при значениях $0,5d \leq l_A \leq d$.

Таблица 5.3.
К определению расчетных положений воронки

α	β	$\bar{Q}_1$	$\bar{Q}_2$	$\bar{M}_2$
0,1	0,995	0,372	0,472	0,032
0,2	0,98	0,363	0,563	0,073
0,3	0,954	0,343	0,643	0,148
0,4	0,917	0,306	0,706	0,202
0,5	0,866	0,24	0,74	0,245
0,6	0,8	0,144	0,744	0,266
0,7	0,714	0,01	0,701	0,252
0,8	0,6	-0,144	0,656	0,205
0,9	0,436	-0,286	0,614	0,148
1	0	-0,375	0,625	0,125

Безразмерные величины поперечных сил и моментов для балки *A* определяются по формулам:

$$\bar{Q}_1 = (mn\beta^4 - 3\alpha^4) / (m\beta^3 + 8\alpha^3); \quad (5.67)$$

$$\bar{Q}_2 = \bar{Q}_1 + \alpha; \quad (5.68)$$

$$\bar{M}_2 = \alpha(\bar{Q}_1 + \alpha/2). \quad (5.69)$$

Для балки *B* формулы усилий имеют вид:

$$\bar{Q}_1 = \frac{\beta^4 - 3\alpha^4 / (mn)}{\beta^3 + 8\alpha^3 / m}; \quad (5.70)$$

$$\bar{Q}_3 = \beta - \bar{Q}_1 / 2; \quad (5.71)$$

$$\bar{M}_3 = \beta(\beta/3 - \bar{Q}_1/4); \quad (5.72)$$

$$\bar{M}_1 = \beta(\bar{Q}_1/4 - \beta/6). \quad (5.73)$$

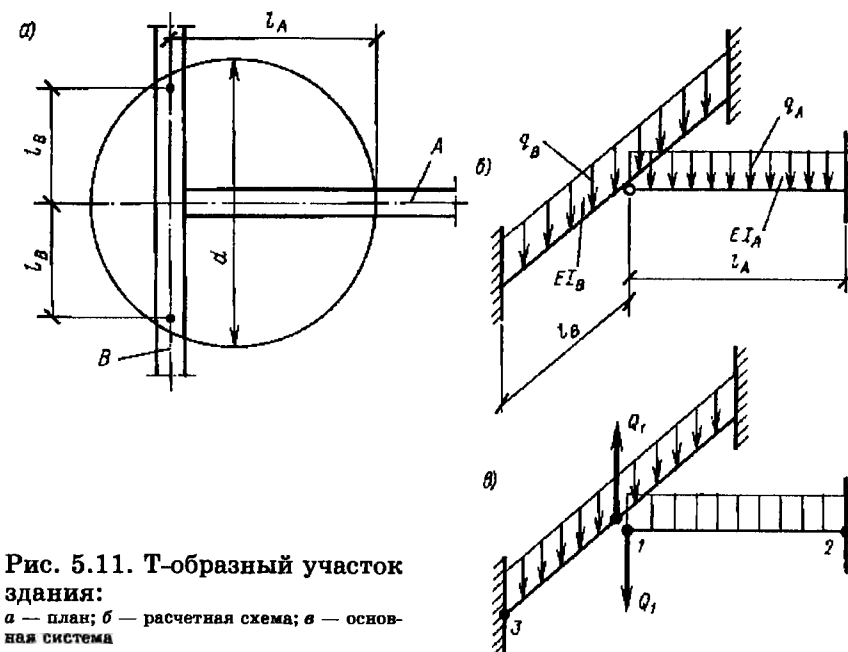


Рис. 5.11. Т-образный участок здания:

a — план; *b* — расчетная схема; *c* — основная система

Схема расчета Т-образного участка такая же, как углового участка. Вначале рассматривается балка *A* и для шести значений α , равных 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9; 1, вычисляются безразмерные усилия по формулам (5.67) — (5.69). При этом

$$\beta = \sqrt{\alpha(1-\alpha)}. \quad (5.74)$$

Затем рассматривается балка *B* и для шести значений β , равных 0; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5, вычисляются усилия по формулам (5.70) — (5.73). При этом

$$\alpha = 0,5 + \sqrt{0,25 - \beta^2}. \quad (5.75)$$

Наибольшим значениям безразмерных усилий соответствуют расчетные положения воронки.

Крестообразный участок. Расчетные положения воронки под крестообразным участком здания можно принимать при нахождении центра воронки в точке пересечения стен или края воронки у точки пересечения стен.

Участок с несколькими пересечениями стен. При значительных диаметрах воронок, когда над воронкой может находиться несколько точек пересечения стен, расчетную схему здания следует принимать в виде системы перекрестных балок, лежащих на де-

формируемом основании. С помощью такой расчетной схемы определяются невыгодные положения воронки в торцевой и средней частях здания, а также обобщенные усилия в стенах.

Для существующих зданий, которые не были приспособлены к восприятию воздействий от карстовых воронок, необходимость в проверке конструкций при больших диаметрах воронок отпадает, поскольку несущая способность конструкций обычно исчерпывается при значительно меньших диаметрах.

5. Определение предельных обобщенных усилий в бескаркасных зданиях

Для расчета бескаркасных зданий используются различные расчетные схемы в виде стержневых систем, плоских или пространственных систем пластинок, призматических оболочек и др. Большинство методов расчета таких систем основано на допущении о линейной работе конструкций здания, поскольку достаточно строгое решение задачи расчета здания в нелинейной постановке приводит к необходимости многократного расчета всех конструкций с изменяющимися жесткостными характеристиками, что вряд ли приемлемо в проектной практике.

Расчет зданий на воздействия неравномерных деформаций основания необходим при их проектировании в сложных грунтовых условиях (на просадочных и неоднородных грунтах, на подрабатываемых территориях и т. п.). Специфика воздействий неравномерных деформаций основания и особенности работы зданий на такие воздействия позволяют применить наиболее простой метод расчета — метод предельного равновесия.

В. И. Лишак в работе [6] отмечает, что использование для расчета бескаркасных зданий метода предельного равновесия позволяет резко упростить расчет и вместе с тем получить весьма экономичные проектные решения, однако возможности применения этого метода в данном случае еще недостаточно ясны и весьма ограничены.

В работе В. В. Ханджи [26] описана методика проверки стен жесткости многоэтажных каркасных зданий, согласно которой стены рассматриваются в состоянии предельного равновесия — напряжения во всех нагруженных элементах или их соединениях одновременно достигают расчетных сопротивлений. В связи с отсутствием надежных экспериментальных данных о действительной работе стен жесткости и об их поведении в состоянии предельного равновесия вводятся дополнительные коэффициенты запаса (условий работы).

Применяя метод предельного равновесия для вычисления несущей способности здания, необходимо оценивать те перемещения, которые будут возникать в момент исчерпания несущей способности. При определении несущей способности статически неопредели-

мой железобетонной конструкции методом предельного равновесия предполагается беспредельная способность ее к перераспределению усилий. Практически способность конструкции к перераспределению усилий зависит от различных факторов и нередко оказывается ограниченной. Кроме того, раннее образование пластических шарниров в отдельных элементах может вызвать недопустимое раскрытие трещин. Поэтому метод предельного равновесия используется лишь для конструкций, проверенных экспериментально. Применительно к бескаркасным зданиям речь идет о необходимости иметь информацию о действительной работе несущих конструкций и об их поведении в состоянии предельного равновесия.

К настоящему времени накопились определенные материалы о действительной работе бескаркасных пяти- и девятиэтажных зданий при неравномерных оседаниях оснований. Начиная с 60-х годов в Донбассе было испытано значительное число таких зданий (крупнопанельных, крупноблочных и кирпичных). В ряде случаев, особенно при испытаниях методом поддомкрачивания, были зафиксированы состояния несущих конструкций, соответствующие исчерпанию их несущей способности.

Анализ материалов натурных исследований пяти- и девятиэтажных бескаркасных зданий на воздействия неравномерных оседаний основания показывает следующее.

1. При исчерпании несущей способности отдельных вертикальных сечений здания хрупкого разрушения или обрушения несущих конструкций не наблюдается.

2. В момент исчерпания несущей способности вертикального сечения стены ширина раскрытия трещин, прогибы и перекосы элементов несущих конструкций находятся в пределах допустимых значений или незначительно их превышают.

3. Увеличение раскрытия трещин и перемещений элементов конструкций после достижения ими предельного равновесия происходит только при дальнейшем возрастании неравномерных оседаний основания. В некоторых зданиях фактические оседания превышали предельные по расчету в 5 раз; при этом деформации в конструкциях возрастали, однако обрушения конструкций и разрывов арматуры не наблюдалось. Здесь проявляется специфика системы "здание — основание", в которой деформации здания, поддерживаемого грунтовым основанием, являются стесненными и не могут нарастать безгранично. Кроме того, это свидетельствует о том, что несущие железобетонные конструкции бескаркасных зданий имеют достаточный резерв пластических деформаций.

Если сравнить распределения усилий в стенках, отвечающих расчету здания в линейно-упругой стадии и состоянию предельного равновесия, то можно заметить, что они не слишком резко отличаются друг от друга. Более того, при определенных соотношениях между жесткостями подземной и надземной частей здания они мо-

гут почти совпадать. Это важное обстоятельство является одним из условий применения метода предельного равновесия.

Таким образом, приведенные факты обосновывают возможность применения метода предельного равновесия для расчета бескаркасных зданий на воздействия неравномерных деформаций основания. При применении этого метода прежде всего возникает вопрос, какое из состояний здания считать предельным. Для бескаркасных зданий на деформируемом основании предельным состоянием здания рекомендуется считать исчерпание несущей способности одним вертикальным сечением здания. В связи с этим можно предложить следующую схему расчета.

Размеры сечений и армирование несущих конструкций задаются до начала расчета. Определяются несущие способности вертикальных сечений стен и находится сечение здания с наименьшей несущей способностью. Вычисляются при необходимости жесткостные характеристики здания для решения контактной задачи с учетом конечной жесткости здания. Принимая расчетную схему балок на деформируемом основании, решаем контактную задачу. Найденные в результате решения контактной задачи моменты M и поперечные силы Q сравниваются с соответствующими предельными значениями M_u и Q_u ; корректируются в случае необходимости, армирование или размеры сечения отдельных конструкций. При этом распределение усилий в сечении здания (стены) принимается в состоянии предельного равновесия.

Покажем на примере девятиэтажного крупноблочного здания (рис. 5.12), испытанного НИИСКом в 1977 г. в г. Горловке, особенности расчета по методу предельного равновесия. В подвальной части здания между цокольными и фундаментными железобетонными поясами были установлены гидравлические домкраты, с помощью которых был создан уступ высотой 4 см на участке длиной 8,5 м от торца здания. Фундаментные пояса на участке уступа, а также перекрытия из плит многопустотного настила в восприятии усилий от ступенчатого оседания не участвуют. Несущая способность сечения продольной стены определяется по наиболее слабым участкам — по проемам. Принимается, что предельное состояние сечения наступает при исчерпании несущей способности всех перемычек над проемами и цокольного пояса.

Предельные усилия в сечениях перемычек и цокольных поясов вычисляются по формулам СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции": по формуле (28) — изгибающий момент M ; по формуле (60) — растягивающая сила N ; по формулам (72) и (82) — поперечные силы Q , из которых в расчетах учитывается меньшая по величине. Вычисленные по указанным формулам предельные усилия и поперечные силы Q_M с учетом длины пролета a перемычки или цокольного пояса приведены в табл. 5.4. Значения

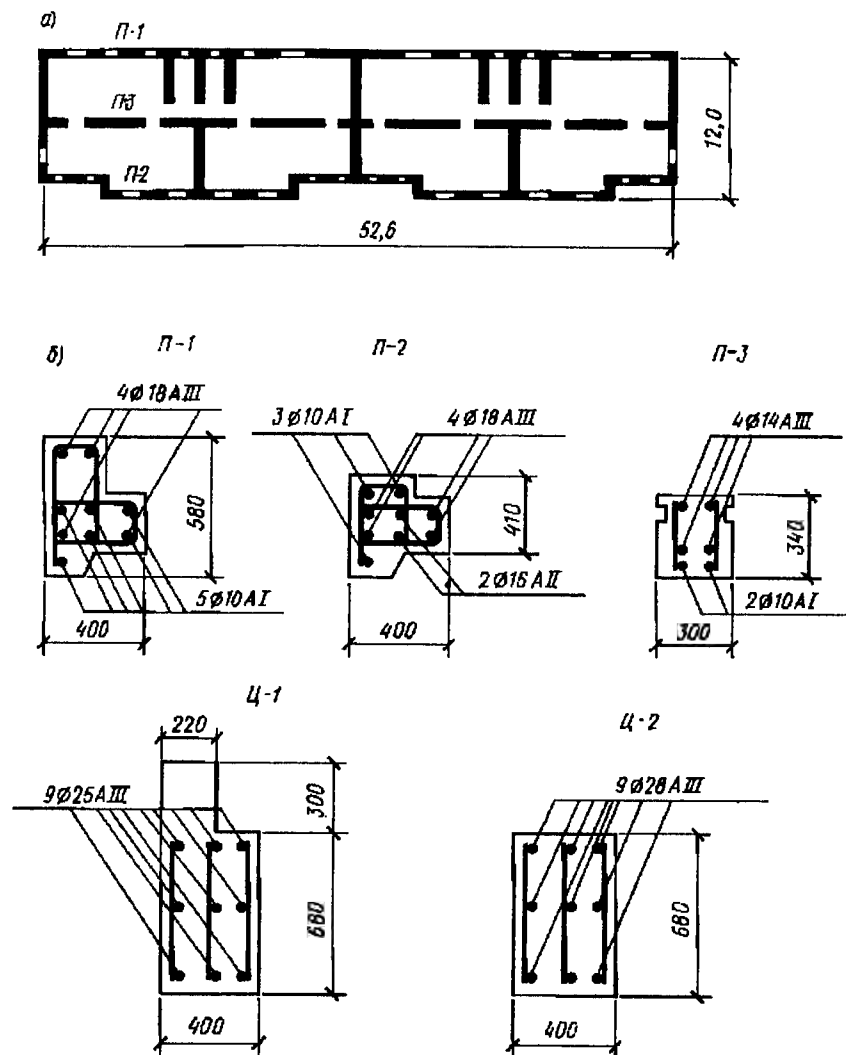


Рис. 5.12. План здания (а) и сечения перемычек (б)

Q_M определяются из условия, что при сдвиге перемычки момент в середине пролета равен нулю. Тогда опорный момент M можно выразить через поперечную силу Q_M в виде

$$M = Q_M a / 2,$$

откуда находим значение Q_M , которое вызывает предельный момент в опорном сечении:

$$Q_M = 2M/a. \quad (5.76)$$

Пользуясь формулой (5.76) и первой строкой табл. 5.4, вычисляем Q_M для перемычек и цокольных поясов:

перемычка П-1 пролетом 1,3 м ... $Q_M = 2 \cdot 82 / 1,3 = 127$ кН;

перемычка П-1 пролетом 2,1 м ... $Q_M = 2 \cdot 82 / 2,1 = 78$ кН;

перемычка П-2 пролетом 2,1 м ... $Q_M = 2 \cdot 65 / 2,1 = 62$ кН

и т. д.

Таблица 5.4. Усилия в перемычках

Усилие	Перемычки (бетон класса В7,5)			Цокольные пояса (бетон класса В12,5)	
	П-1	П-2	П-3	Ц-1	Ц-2
M , кН·м	82	65	30	515	472
N , кН	430	504	242	1500	1884
Q , кН	164	157	116	670	460
Q_{sw} , кН	102	102	55	830	550
Q_M , кН, при пролете a , м:					
1	—	—	60	—	940
1,3	127	—	—	790	—
2,1	78	62	—	490	—

Расчетное напряженное состояние сечения стены по проектам при изгибе выпуклостью вверх (более невыгодный случай) представлено на рис. 5.13, а. Предельный изгибающий момент M в этом сечении определяется по общим правилам расчета по прочности сечений, нормальных к продольной оси железобетонного элемента:

$$M = \sum N_{\pi, i} z_i. \quad (5.77)$$

Высота сжатой зоны x находится из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на горизонтальную ось:

$$\sum N_{\pi, i} - N_{\pi} - R_{bn} b x = 0, \quad (5.78)$$

откуда

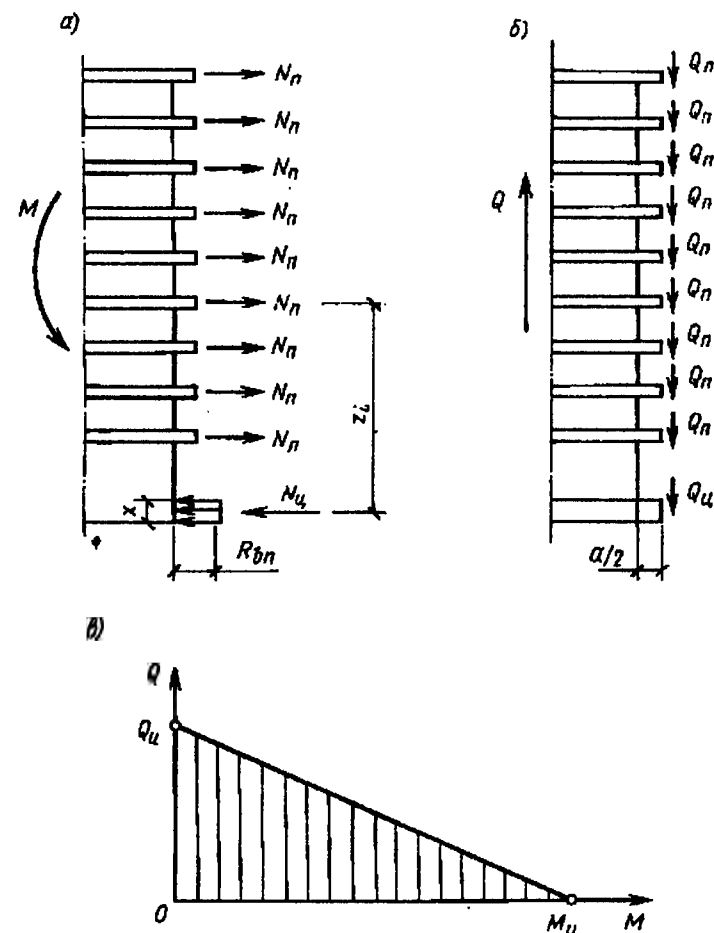


Рис. 5.13. Распределение сил в перемычках:

а — нормальных; б — поперечных; в — область прочности поперечного сечения здания

$$x = \frac{\sum N_{\pi, i} - N_{\pi}}{R_{bn} b},$$

где b — ширина сечения цокольного пояса.

В сечении наружной продольной стены по оконным проемам (перемычки П-1 и цокольный пояс Ц-1) имеем

$$x = \frac{9 \cdot 43 - 150}{700 \cdot 0,4} = 0,84 \text{ м.}$$

По формуле (5.77) находим

$$M = 430 (3,5 + 6,3 + 9,1 + 11,9 + 14,7 + 17,5 + 20,3 + \\ + 23,1 + 25,9 - 9 \cdot 0,5 \cdot 0,84) = 55\,000 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В сечении наружной продольной стены по балконным проемам предельный момент получен равным 64 000 кН·м, а в сечении внутренней продольной стены по дверным проемам он составил 32 000 кН·м. Истощение несущей способности сечения здания в целом происходит при моменте

$$M_u = 2 \cdot 55\,000 + 32\,000 = 142\,000 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Несущая способность сечения стены при сдвиге принимается равной сумме наименьших значений сопротивлений сдвигу всех перемычек (см. рис. 5.12) и цокольного пояса, попавших в рассматриваемое сечение (рис. 5.13, б). Предельные поперечные силы в вертикальных сечениях продольных стен:

по оконным проемам:

$$\text{перемычка П-1} \dots\dots\dots Q = 9 \cdot 78 + 670 = 1370 \text{ кН}$$

$$\text{перемычка П-2} \dots\dots\dots Q = 9 \cdot 102 + 670 = 1600 \text{ кН}$$

$$\text{по балконным проемам} \dots\dots\dots Q = 9 \cdot 62 + 490 = 1050 \text{ кН}$$

$$\text{по дверным проемам} \dots\dots\dots Q = 9 \cdot 55 + 460 = 960 \text{ кН}$$

Несущая способность сечения здания в целом у начала уступа (по оконным и дверным проемам)

$$Q_u = 1370 + 1600 + 960 = 3930 \text{ кН}.$$

Полученные значения M_u и Q_u относятся к случаям чистого изгиба и чистого сдвига. При одновременном действии изгиба и сдвига область прочности какого-либо сечения здания может быть представлена в координатах "поперечная сила — изгибающий момент". В рассматриваемом случае область прочности сечения здания может быть с достаточной для практики точностью принята в виде треугольника (рис. 5.13, в). В точках, лежащих внутри треугольника $Q_u, 0, M_u$, прочность сечения обеспечена при любых сочетаниях Q и M .

Расчеты здания по балочной модели и по более строгой пластинчато-стержневой модели показали, что истощение несущей способности сечения здания происходит при высоте уступа 0,7 — 0,9 см. Столь малая высота предельного уступа объясняется высокой жесткостью основания экспериментального здания (модуль деформации основания $E = 80$ МПа) и значительной длиной отсека. При такой высоте уступа деформации в конструкциях здания не превышали допустимых по условиям эксплуатации. Дальнейшее возрастание уступа до 4 см привело лишь к увеличению деформаций и раскрытию трещин. Полного разрушения элементов и разрывов арматуры не наблюдалось, несмотря на то что фактически созданный уступ превысил расчетный предельный уступ более чем в 4 раза.

Развитие и применение метода расчета бескаркасных зданий на

воздействия неравномерных деформаций основания по предельному равновесию позволит значительно упростить расчеты и получить оптимальные по расходу материалов конструктивные решения зданий.

6. Учет дилатансии грунтов при воздействии горизонтальных деформаций грунтового массива

Явление дилатансии, представляющее собой изменение объема грунта под воздействием деформаций сдвига, было открыто О. Рейнольдсом в 1885 г. [3]. Это явление наглядно иллюстрируется известной моделью в виде уложенных различным образом шаров. Основополагающие результаты исследований изменения объема песка при сдвиге были получены в 1936 г. А. Казагранде. Им введено важное понятие критической пористости (плотности), которую грунт приобретает в процессе установившегося сдвига при заданном вертикальном давлении. Объем грунта, подвергнутого сдвигу, может как уменьшаться, так и увеличиваться. Если начальная плотность грунта (до сдвига) ниже критической, то его следует отнести к недоуплотненному грунту — при сдвиге он будет уплотняться; если же его плотность выше критической, то его можно отнести к переуплотненному грунту — при сдвиге он будет разрыхляться (увеличиваться в объеме). Объем грунта при начальной плотности, соответствующей критической, в процессе сдвига изменяется незначительно — такой грунт считается нормально уплотненным.

Эффект дилатансии грунтов можно схематически изобразить изменением высоты сжатого образца грунта при сдвиге (рис. 5.14). Кривые зависимости между сдвигающей силой T и горизонтальным перемещением u при заданной вертикальной нагрузке P иллюстрируют известное положение о том, что предельная сопротивляемость сдвигу грунта не зависит от его начальной плотности.

Явление дилатансии подтверждено опытами, проведенными на приборах прямого сдвига и трехосного сжатия. Опытные данные показывают, что критическая плотность грунта зависит от плотности зарядки грунта в прибор, степени влажности грунта и вертикального давления или всестороннего сжатия. Весьма обстоятельные исследования в этой области выполнены А. М. Рыжовым [17], который приводит некоторые значения критической плотности связанных и несвязанных грунтов, полученные на приборе многоплоскостного сдвига при степени влажности, равной нулю. По этим значениям на рис. 5.15, а нами построены кривые зависимости $\bar{\rho} = f(\sigma)$. По данным той же работы на рис. 5.15, б построены кривые зависимости $\bar{\rho}$ от степени влажности S_r для суглинка при различных значениях вертикального давления.

Полученные данные свидетельствуют о том, что с повышением

вертикального давления увеличивается и критическая плотность. При этом в связных грунтах с уменьшением давления наблюдается более резкое уменьшение $\bar{\rho}$ по сравнению с несвязными грунтами. Увеличение степени влажности грунта от 0 до 0,3 приводит к некоторому уменьшению $\bar{\rho}$. Последующее повышение степени влажности сопровождается быстрым увеличением $\bar{\rho}$. Эксперименты показали, что влажность грунта оказывает существенное влияние на значение $\bar{\rho}$ в связных грунтах. Для однородных крупно-, средне- и

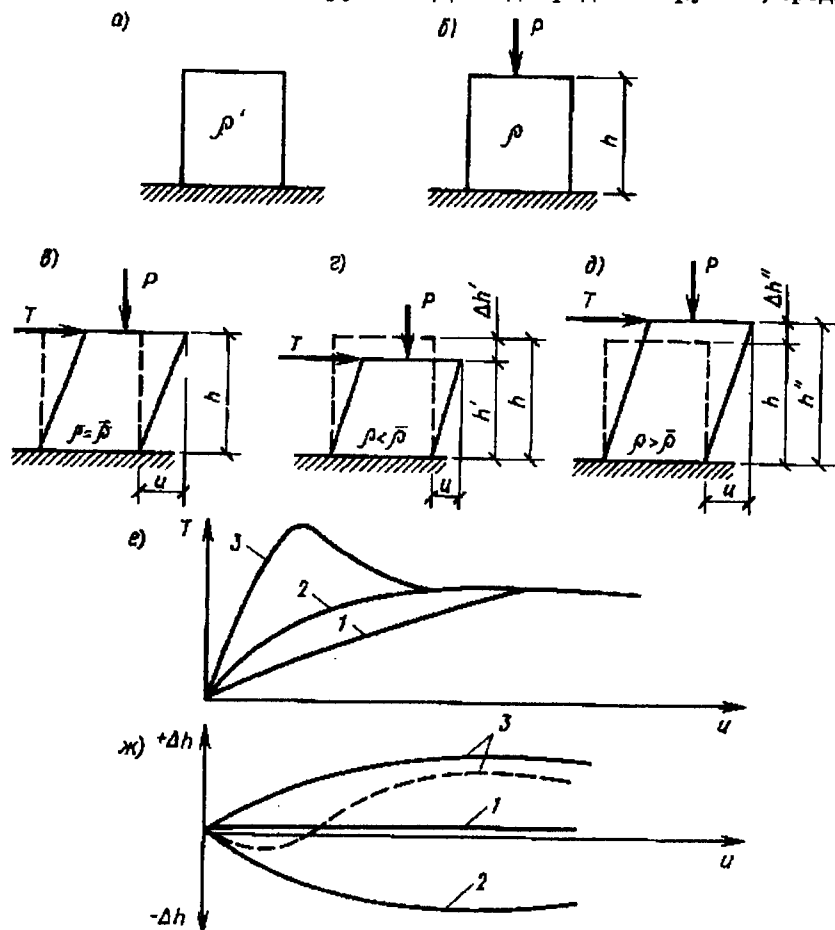


Рис. 5.14. Деформирование образца грунта при сдвиге:

а — образец грунта до сжатия с плотностью зарядки в прибор ρ' ; б — сжатие образца (компрессия), при котором достигается начальная плотность ρ ; в — сдвиг грунта, нормально уплотненного (кривые 1); г — то же, недоуплотненного (кривые 2); д — то же, переуплотненного (кривые 3); е — зависимость между сдвигающей силой и горизонтальным перемещением; ж — зависимость вертикальных перемещений от сдвига

мелкозернистых песков это влияние незначительно и им можно пренебречь.

Таким образом, при изменении давления и влажности изменяется критическая плотность грунта.

Рассмотрим теперь взаимодействие основания с фундаментом под влиянием горизонтальных деформаций сжатия грунтового массива, вызванных, например, подработкой (рис. 5.16). Наличие фундамента препятствует равномерному деформированию грунта в некоторой зоне под фундаментом, которую назовем сдвигаемой зоной основания. Ниже этой зоны влияние фундамента не сказывается и грунт деформируется равномерно, т. е. вертикали сближаются без искривления. Рассматривая деформацию элементарного объема грунта в пределах сдвигаемой зоны (см. рис. 5.16, б), можно видеть ее полное подобие с изображенными на рис. 5.14, в—д схемами деформирования образца грунта при сдвиге. Следовательно, некоторый обжатый массив грунта под фундаментом подвергается деформациям сдвига.

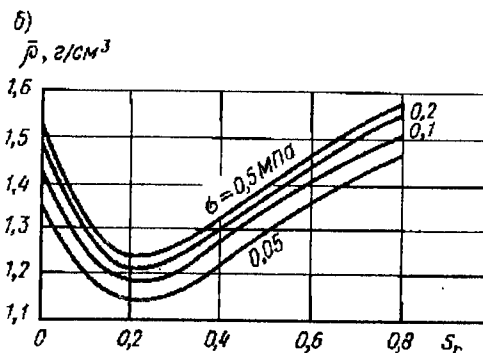
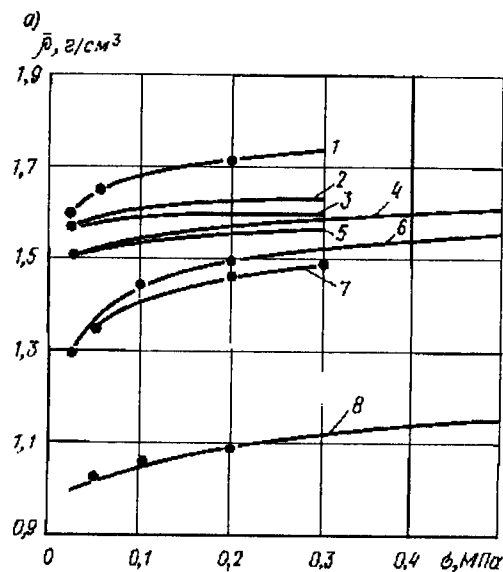


Рис. 5.15. Зависимости критической плотности от вертикального давления (а) и степени влажности грунта (б):

1 — супеси; 2, 3, 4 и 5 — мелкозернистого, среднелзернистого, пылеватого и крупнозернистого песка; 6 — лесса; 7 — суглинка; 8 — глины

Если плотность грунта основания оказывается меньше его критической плотности при данном вертикальном давлении и влажности, то будут возникать дополнительные осадки (врезание) фундаментов. Если плотность грунта превышает его критическую плотность, то может происходить подъем фундаментов. И, наконец, в нормально уплотненном грунте дополнительные вертикальные перемещения грунта с теоретической точки зрения не должны происходить. Влиянием дилатансии объясняются, в частности, наблюдаемые иногда на подрабатываемых территориях подъемы зданий при воздействии горизонтальных деформаций сжатия земной поверхности и значительные дополнительные осадки при деформациях растяжения.

Анализ имеющихся общих предложений по оценке дилатансии образцов грунта, приведенных, например, в работе [3], показывает, что они весьма затруднительны для практики. Закономерности

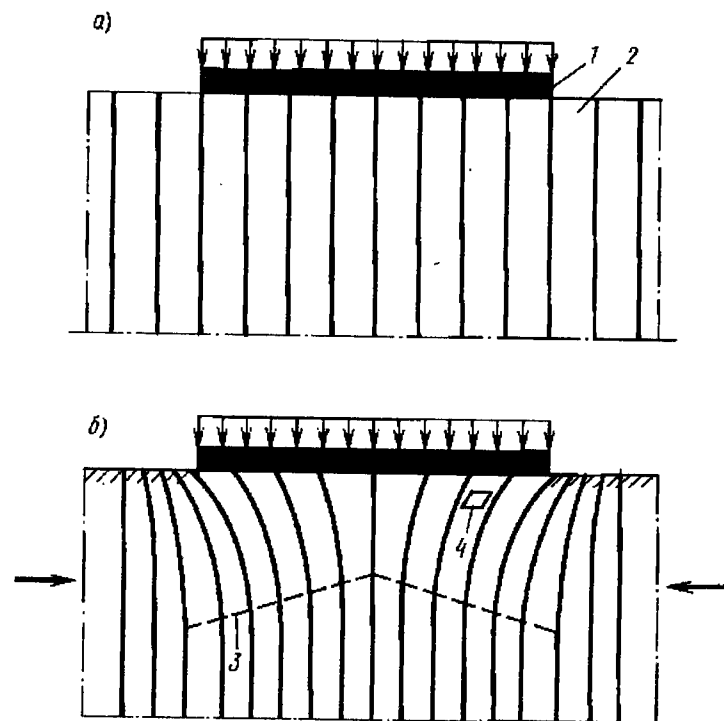


Рис. 5.16. Деформации оснований:

а — до появления горизонтальных деформаций земной поверхности; б — при воздействии горизонтальных деформаций сжатия грунтового массива; 1 — фундамент сооружения; 2 — грунтовой массив с мысленно нанесенными вертикалями; 3 — нижняя граница сдвигаемой зоны основания; 4 — деформации элементарного объема грунта

развития объемных деформаций, вызванных напряжениями сдвига, носят очень сложный характер и для каждого вида и состояния грунта нужно проводить отдельные опыты и подбирать соответствующие уравнения.

В качестве инженерного решения задачи можно предложить следующую методику определения вертикальных перемещений фундамента, обусловленных проявлением эффекта дилатансии грунтов.

Начальная плотность грунта при сдвиге изменяется, приближаясь к критической. Очевидно, предельно возможные деформации объема в этом случае будут определяться разностью между плотностью грунта в условиях естественного залегания и критической плотностью. В работе [17] такие предельные деформации объема названы потенциальными, поскольку они отражают потенциальную способность грунта к изменению объема в процессе сдвига.

Рассмотрим элементарный объем грунта в виде кубика с первоначальными размерами каждой грани, равными единице (рис. 5.17). До сдвига плотность этого кубика равна начальной (естественной) плотности грунта ρ . В процессе сдвига его плотность достигает кри-

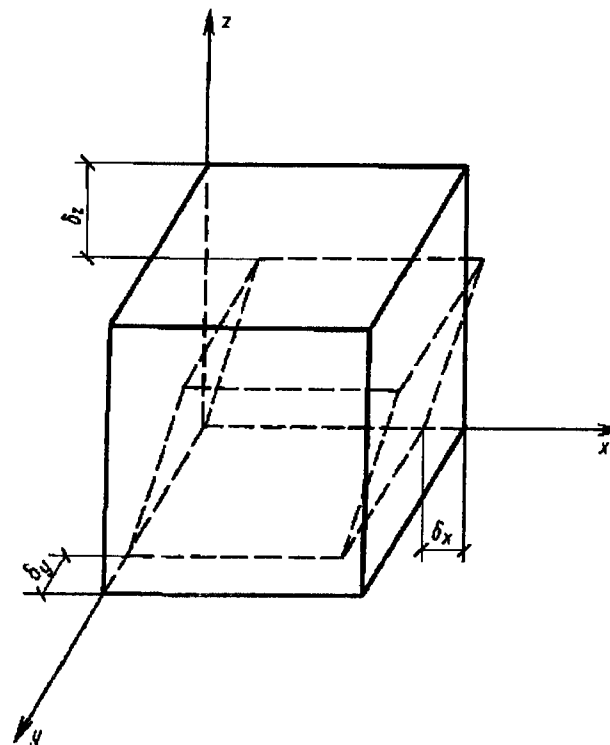


Рис. 5.17. Объемная деформация при сдвиге

тического значения $\bar{\rho}$. Зная величины ρ и $\bar{\rho}$, легко определить, насколько изменился (уменьшился или увеличился) начальный единичный объем грунта. Новый объем грунта будет равен отношению плотностей:

$$V' = \rho / \bar{\rho}, \quad (5.79)$$

а изменение объема элементарного кубика, представляющее собой относительное изменение объема грунта в окрестности рассматриваемой точки, составит

$$\delta = 1 - \rho / \bar{\rho}. \quad (5.80)$$

Положительное значение δ (знак плюс; $\rho < \bar{\rho}$) характеризует уплотнение грунта, тогда как отрицательное значение (знак минус; $\rho > \bar{\rho}$) отображает его разрыхление. Критическая плотность играет исключительно важную роль при расчете дополнительных осадок или подъемов фундаментов при сдвиге грунтов основания, поэтому определять ее необходимо как можно точнее.

Если предположить одновременное наличие всех трех линейных составляющих деформации (см. рис. 5.17), то относительная объемная деформация может быть представлена суммой относительных укорочений (удлинений) ребер кубика по трем ортогональным направлениям:

$$\delta = \delta_x + \delta_y + \delta_z. \quad (5.81)$$

Для определения осадок фундаментов из выражения (5.81) необходимо выделить вертикальную деформацию δ_z . Принимая, что в горизонтальных направлениях деформации отсутствуют (изменение объема без возможности бокового уплотнения или расширения), получим

$$\delta_z = \delta = 1 - \rho / \bar{\rho}. \quad (5.82)$$

В этом случае предельная (потенциальная) осадка слоя грунта толщиной h при сдвиге будет

$$s = \delta_z h = h(1 - \rho / \bar{\rho}). \quad (5.83)$$

Учет горизонтальных составляющих деформации кубика с достаточной для практики точностью можно выполнить, принимая

$$\delta_x = \delta_y = \mu \delta_z, \quad (5.84)$$

где μ — коэффициент Пуассона грунта.

Тогда

$$\delta_z = \frac{1 - \rho / \bar{\rho}}{1 + 2\mu}. \quad (5.85)$$

Предельная осадка основания фундамента, происходящая при сдвиге грунта под его подошвой, может быть определена по методу послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сдвигаемой толщи основания по формуле

$$s_u = \sum_{i=1}^n \delta_i h_i, \quad (5.86)$$

где δ_i — относительная величина дилатансионной осадки, определяемая по формуле (5.82) или (5.85) для каждого слоя грунта в пределах сдвигаемой зоны H ; h_i — толщина i -го слоя грунта; n — число слоев, на которые разбита сдвигаемая зона высотой H .

Для достижения предельной осадки фундамента необходимо, чтобы под всей площадью подошвы фундамента касательные напряжения были равны предельному сопротивлению грунта сдвигу, а сдвигаемая зона находилась в состоянии установившегося сдвига (пластического течения). Это возможно лишь при очень больших горизонтальных деформациях земной поверхности, которые редко встречаются в практике проектирования и эксплуатации зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. Поэтому необходимо располагать зависимостью, позволяющей оценивать осадки фундаментов при любых прогнозируемых значениях горизонтальных деформаций земной поверхности.

На основе качественного анализа зависимости осадок зданий от горизонтальных деформаций земной поверхности и изменения объема грунта при сдвиге образцов грунта в приборах, нами предлагается следующий закон деформирования:

$$s = s_u \sqrt[3]{\frac{\tau_m h_m}{\tau_u H}}, \quad (5.87)$$

где s_u — осадка, определяемая по формуле (5.86); h_m — средняя высота сдвигаемого слоя по подошве фундамента.

Принятый закон удовлетворяет всем граничным условиям: $s = 0$ при $\tau_m = 0$; $s = s_u$ при $\tau_m = \tau_u$ и $h_m = H$.

При воздействии горизонтальных деформаций земной поверхности с фундаментом взаимодействует основание ограниченной глубины — активный сдвигаемый слой, достигающий предельной толщины H при равенстве касательных напряжений предельному сопротивлению грунта сдвигу:

$$\tau_u = p \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (5.88)$$

Считается, что касательные напряжения τ_u действуют по всей подошве фундамента.

Для условий плоской деформации H можно определить по рекомендациям, используемым в расчетах оснований гидротехнических

сооружений и полученным на основе натурных, модельных и штамповых испытаний. Обобщая эти данные, можно приближенно принять соответственно для глинистых и песчаных грунтов:

$$H = 0,75 l; \quad (5.89) \quad H = 0,65 l, \quad (5.90)$$

где l — длина фундамента по направлению касательных напряжений (ширина полосы).

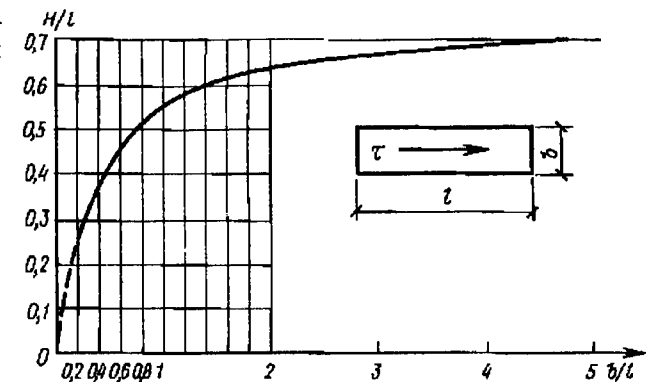
В условиях плоской деформации находятся, например, те ленточные фундаменты бескаркасного здания, которые расположены перпендикулярно направлению действия горизонтальных деформаций земной поверхности.

Для различных случаев пространственной задачи достаточно надежные экспериментальные данные о толщине активной зоны основания при сдвиге отсутствуют. Применительно к подрабатываемым территориям имеется лишь рекомендация Ф. Васильковского [29] — принимать толщину сдвигаемого слоя $H = 1,5 b$, которая получена при испытаниях балки в лотке с песком. Совершенно очевидно, что принимать одно и то же значение H для всех случаев пространственной задачи и с теоретической, и с практической точки зрения неправильно.

Между тем, основываясь на экспериментально обоснованных размерах сдвигаемого слоя для плоской задачи, по имеющимся теоретическим решениям для пространственной задачи, можно приближенно оценить H при различных отношениях сторон подошвы фундамента. В книге В. А. Флорина [25] рассмотрен случай приложения к поверхности основания горизонтальной равномерно распределенной нагрузки при прямоугольной площади загрузки. В таблице приложений этой книги приведены относительные значения суммы главных напряжений в точках на разных глубинах, расположенных на угловых вертикалях при различных значениях отношения ширины к длине $n = b/l$ (от 0,2 до 10). Направление действия горизонтальной нагрузки параллельно стороне l . Площади с отношениями $n \geq 4$ могут быть отнесены к случаям плоской задачи. Принимая, что в соответствии с формулами (5.89) и (5.90) для этого случая отношение H/l в среднем равно 0,7, находим относительную величину суммы нормальных напряжений на относительной глубине 0,7. Эта сумма приближенно равна 0,18. По данным указанной таблицы для различных значений n определены относительные глубины, где сумма напряжений равна 0,18. Построенная на основе такого подхода зависимость приведена на рис. 5.18, где указано направление касательных напряжений τ , действующих по прямоугольной площади. Пунктиром показана экстраполяция графика на значения $b/l < 0,2$, которые отсутствовали в использованных табличных данных.

Например, при отношении $b/l = 0,2$ по графику $H/l = 0,26$. Выражая глубину H в долях ширины фундамента b , получаем $H/b = 0,26/0,2 = 1,3$. Заметим, что рекомендованное в работе [29]

Рис. 5.18. К определению толщины сдвигаемого слоя



значение $H/b = 1,5$ относится в соответствии с полученным решением только к отношению $b/l = 0,16$.

Фигурирующий в выражении (5.87) параметр τ_m представляет собой среднее по подошве фундамента касательное контактное напряжение. Распределение τ находится из решения контактной задачи или по упрощенной методике Руководства [16] в зависимости от горизонтальной деформации земной поверхности ε , характеристик грунта и других факторов. Высота h сдвигаемого слоя принимается пропорциональной значениям τ исходя из граничных условий: $h = H$ при $\tau = \tau_u$ и $h = 0$ при $\tau = 0$.

Принятые расчетные схемы изображены на рис. 5.19, а и б. Зависимость отношения s/s_u от отношения $\tau_m h_m / (\tau_u H)$ по выражению (5.87) дана на рис. 5.19, в.

Сопоставим теоретические и опытные данные по осадкам трех отсеков экспериментального кирпичного дома в Караганде, подвергнувшегося воздействиям подработки [27]. Зависимости средних осадков отсеков от средних по длине каждого отсека относительных горизонтальных деформаций сжатия земной поверхности приведены на рис. 5.20. Повороты кривых в обратную сторону характеризуют прекращение развития деформаций сжатия и начинающееся их уменьшение.

Отношение размеров ленточного фундамента $b/l = 0,85/17 = 0,05$. По рис. 5.18 при $b/l = 0,05$ находим: $H/l = 0,13$, откуда предельная глубина сдвигаемой зоны под подошвой фундамента $H = 0,13 \cdot 17 = 2,2$ м. Давление на поверхность основания $p = 0,21$ МПа. Грунт — суглинок с характеристиками: $\varphi = 29^\circ$, $c = 0,005$ МПа. Предельное значение касательных напряжений $\tau_u = 0,21 \operatorname{tg} 29^\circ + 0,005 = 0,12$ МПа.

По методике Руководства [16], принимая предельный сдвиг по фундаменту $\Delta = (3,5 + 1,2 q) \cdot 10^{-3}$, для пяти значений ε вычислены τ_m и h_m . Результаты вычислений сведены в табл. 5.5.

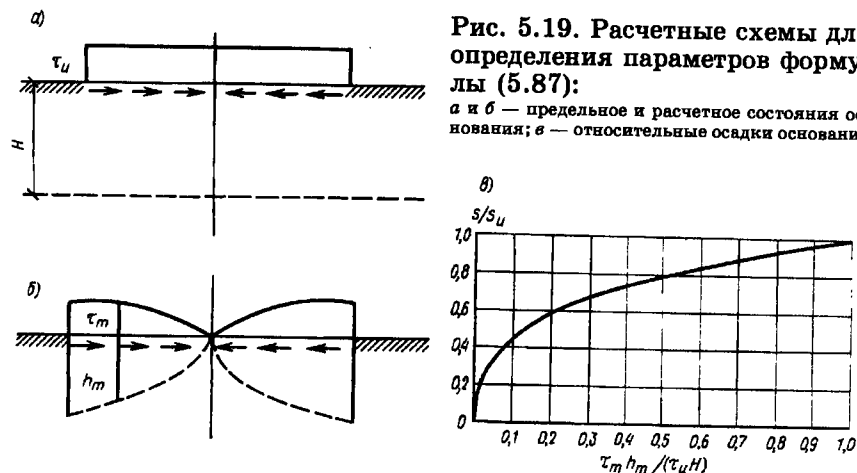


Рис. 5.19. Расчетные схемы для определения параметров формулы (5.87): а и б — предельное и расчетное состояния основания; в — относительные осадки основания

Таблица 5.5. Значения τ_m и h_m

ε , мм/м	τ_m , МПа	h_m , м
0,4	0,008	0,16
1	0,02	0,38
2	0,04	0,76
2,4	0,05	0,94
3	0,06	1,15

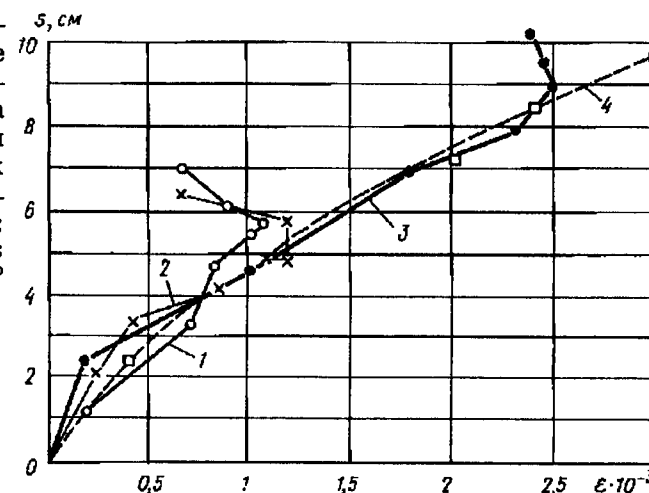
Для численного решения задачи необходимо иметь данные о начальной (до подработки) и, самое главное, о критической плотности грунта сдвигаемой зоны. В связи с тем, что идея учета дилатансии грунтов при подработках до последнего времени не возникала, то определения критической плотности в экспериментах не производились. Поэтому прямой расчет относительной дилатансии δ в рассматриваемом случае выполнить не представляется возможным. Однако на основе изложенной методики можно решать обратную задачу — по измеренным осадкам и горизонтальным деформациям земной поверхности оценить вероятную предельную осадку s_u .

Действительно, имея значения H и τ_u , а также τ_m , h_m и измеренную осадку s для какого-либо ε , из формулы (5.87) легко находим s_u . Приняв за исходные данные опытную осадку $s = 4,7$ см при $\varepsilon = 1$ мм/м и расчетные данные $\tau_u = 0,12$ МПа, $\tau_m = 0,02$ МПа, $H = 2,2$ м, $h_m = 0,38$ м, находим

$$s_u = \frac{s}{\sqrt[3]{\tau_m h_m / (\tau_u H)}} = \frac{4,7}{\sqrt[3]{0,02 \cdot 0,38 / (0,12 \cdot 2,2)}} = 15 \text{ см.}$$

На рис. 5.20 пунктиром нанесена кривая осадок, рассчитанная

Рис. 5.20. Опытные и расчетные осадки экспериментального дома от воздействия горизонтальных деформаций земной поверхности: 1, 2, 3 — осадки отсеков; 4 — кривая осадок по формуле (5.87)



по формуле (5.87) при $s_u = 15$ см. Сам характер кривой хорошо согласуется с закономерностью развития осадок отсеков и, можно полагать, вычисленное значение предельной осадки весьма близко к действительному. Заметим, что, исходя из зависимости $s_u = \delta H$, можно также найти относительную дилатансию грунта δ , а затем, зная начальную плотность, определить и критическую.

Поскольку критическая плотность играет исключительно важную роль при расчете осадок и подъемов сооружений при действии горизонтальных деформаций земной поверхности, то определять ее необходимо как можно точнее.

В настоящее время опыты по определению критической плотности проводятся в лабораторных условиях на различных приборах по различным методикам [17]. Работа реального основания наиболее близко моделируется на приборах многоплоскостного сдвига. Однако в связи с неоднородностью грунта, малым размером образцов и нарушением естественной структуры получаемые лабораторные значения критической плотности могут отличаться от натуральных. Поэтому для практических целей более достоверные результаты могут быть получены путем сдвига штампов в полевых условиях.

7. Экспериментальная проверка теории нелинейно-неупругого взаимодействия основания с фундаментом

Число опубликованных работ, посвященных экспериментальному исследованию взаимодействия конструкций с основанием при сложном нагружении, исчисляется единицами. Исследования про-

водились, как правило, на моделях балок и плит малых размеров в лотках с песком. Применительно к задаче проверки решения нелинейно-неупругой контактной задачи механики грунтов, из имеющихся опытных данных весьма трудно извлечь ясную картину явления. Практически во всех известных нам работах отсутствует необходимый набор исходных данных, необходимых для прямого сравнения опытных и теоретических результатов.

Достаточно обстоятельная и строгая проверка нелинейно-неупругой теории, изложенной в гл. 3, была проделана по предложению и под руководством автора при натурных испытаниях бескаркасных зданий на воздействия ступенчатых оседаний основания. Такого вида оседания проявляются на подрабатываемых территориях с крутым залеганием угольных пластов, при складчатом залегании угольных пластов, в зоне выходов тектонических нарушений и при наличии в толще горных пород ранее пройденных выработок или карстовых образований.

Сложный характер и недостаточная изученность взаимодействия здания и основания при ступенчатых оседаниях последнего вынуждают производить проверку принятых конструктивных мер защиты в натурных условиях. В 1981 — 1988 гг. НИИСКом, КиевЗНИИЭПом и Донецким ПромстройНИИпроектом были проведены натурные испытания восьми отсеков девятиэтажных крупнопанельных и крупноблочных зданий различных серий для обеспечения застройки подрабатываемых территорий Донбасса, характеризующихся появлением уступов на земной поверхности. Практическими задачами натурных испытаний являлись:

- определение напряженно-деформированного состояния конструкций зданий при различных высотах и расположениях уступов;
- определение предельных высот уступов, которые могут выдерживать здания до момента исчерпания несущей способности конструкций или появления недопустимых по условиям эксплуатации деформаций;
- проверка возможности выравнивания здания.

В качестве одной из главных была поставлена задача проверки разработанной автором теории нелинейно-неупругого взаимодействия основания с фундаментами зданий.

Не приводя полный обзор экспериментальных исследований всех зданий, подтвердивших справедливость указанной теории, остановимся на цикле исследований, выполненных НИИСКом и Донецким ПромстройНИИпроектом на девятиэтажном крупнопанельном здании серии 179. Проект этой серии разработан КиевЗНИИЭПом с участием НИИСКА и Донецкого ПромстройНИИпроекта для строительства на ступенчато оседающих основаниях.

Здание серии 179 имеет прямоугольную в плане форму с симметричным расположением стен (рис. 5.21). Для повышения об-

щей жесткости и несущей способности здания осуществлена перевязка вертикальных швов между панелями наружных и внутренней продольной стен и поэтажная сдвижка дверных, оконных и балконных проемов. По периметру всех стен имеются поэтажные

расчетные железобетонные сборномонолитные пояса. Во всех цокольных панелях предусмотрены проемы для установки домкратов, что обеспечивает возможность выравнивания накренившихся зданий.

Ленточные фундаменты экспериментального здания выполнены прерывистыми с зазорами между плитами, равными 13 и 18 см под продольными и 30 см под поперечными стенами. Под среднюю продольную стену уложены плиты Ф20-16 ($b \times l \times h = 2 \times 1,6 \times 0,45$ м), под все остальные стены — плиты Ф14-16 ($b \times l \times h = 1,4 \times 1,6 \times 0,45$ м). На каждую фундаментную плиту центрально устанавливался опорный блок, состоящий из набора плиток, одна из которых (нижняя) высотой 17 см, а остальные пять плиток высотой по 6,5 см каждая. Между плитками укладывались листы полиэтилена толщиной 2 мм. По верху опорных блоков устраивался монолитный железобетонный пояс площадью сечения 60 х 60 см, на который опирались цокольные панели.

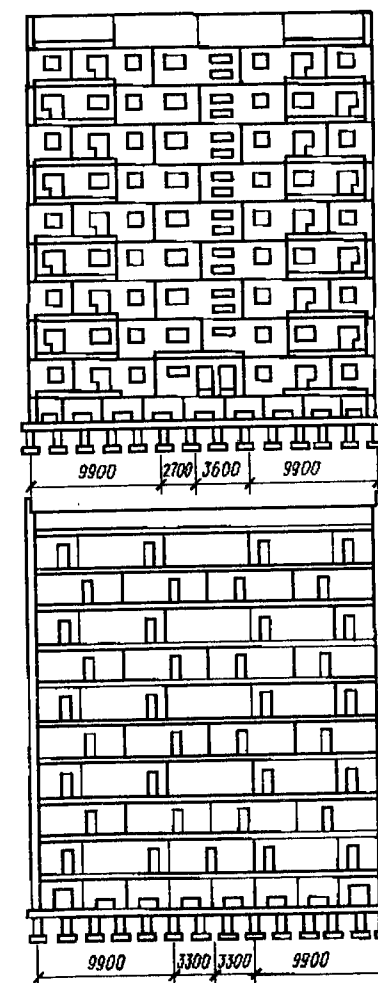
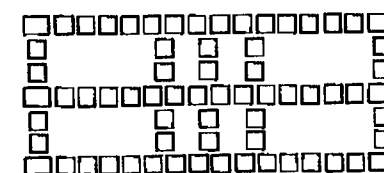


Рис. 5.21. План фундаментов и конструктивные решения продольных стен здания

Оседание основания создавалось вдавливанием отдельных фундаментных плит в грунт домкратами, располагаемыми по обеим сторонам опорных блоков, с последующим извлечением отдельных плиток из блоков. Фундаментные плиты вдавливались в грунт на 3 — 5 мм, что позволяло осуществлять выемку плиток по заданной программе. Все домкраты были заранее протарированы на прессовом оборудовании с тем, чтобы они могли выполнять роль силоизмерителей при испытаниях.

Здание было испытано на воздействие ступенчатых оседаний основания с расположением линий уступов поперек (поперечный уступ) и вдоль (продольный уступ) продольных стен. Ниже рассмотрим результаты испытаний на воздействия только поперечных уступов.

Поперечные уступы высотой 13,2 см создавали последовательно (рис. 5.22). Всего было создано 10 вариантов расположения уступов под зданием.

Первый уступ длиной 3,16 м создавали следующим образом. На фундаментные плиты 2 и 6 было установлено по два домкрата ДГ-100. Вдавливанием фундаментных плит в грунт производили разгрузку расположенных на этих плитах опорных блоков. Из каждого блока извлекали две верхние плитки и одну полиэтиленовую прокладку. Давление в домкратах снижалось до нуля, и их снимали с фундаментных плит. Далее таким же образом производили групповое вдавливание фундаментных плит и извлечение плиток из опорных блоков на плитах 3 и 5; 1, 4 и 7; 8, 42 и 43. В результате этих операций был образован поперечный уступ, который вызвал консольный свес торца здания на длине 3,16 м. Второй уступ длиной 4,94 м создавали после выдержки здания в течение 2 суток путем одновременного вдавливания трех плит — 9, 41, 44 и удаления двух плиток и прокладки из каждого опорного блока. Подобным путем создавали и остальные уступы.

Для уточнения физико-механических свойств грунтов основания в открытом котловане непосредственно перед началом монтажа конструкций здания были проведены штамповые испытания с разгрузкой и полевые испытания грунта природной влажности на сдвиг. Кроме того, были выполнены лабораторные исследования образцов грунта в соответствии с требованиями действующих ГОСТов. Основные результаты этих исследований следующие: грунт — суглинок; число пластичности $I_p = 0,17$; удельный вес $\gamma = 18,7 \text{ кН/м}^3$; степень влажности $s_r = 0,72$; коэффициент пористости $e = 0,75$; угол внутреннего трения $\phi = 23^\circ$; удельное сцепление при природной влажности $c = 0,043 \text{ МПа}$; модуль деформации при природной влажности $E = 19 \text{ МПа}$.

Кроме того, после монтажа шестого этажа было проведено опытное вдавливание в грунт основания трех фундаментных плит: двух плит Ф14-16 и одной Ф20-16. Вдавливание осуществлялось с раз-

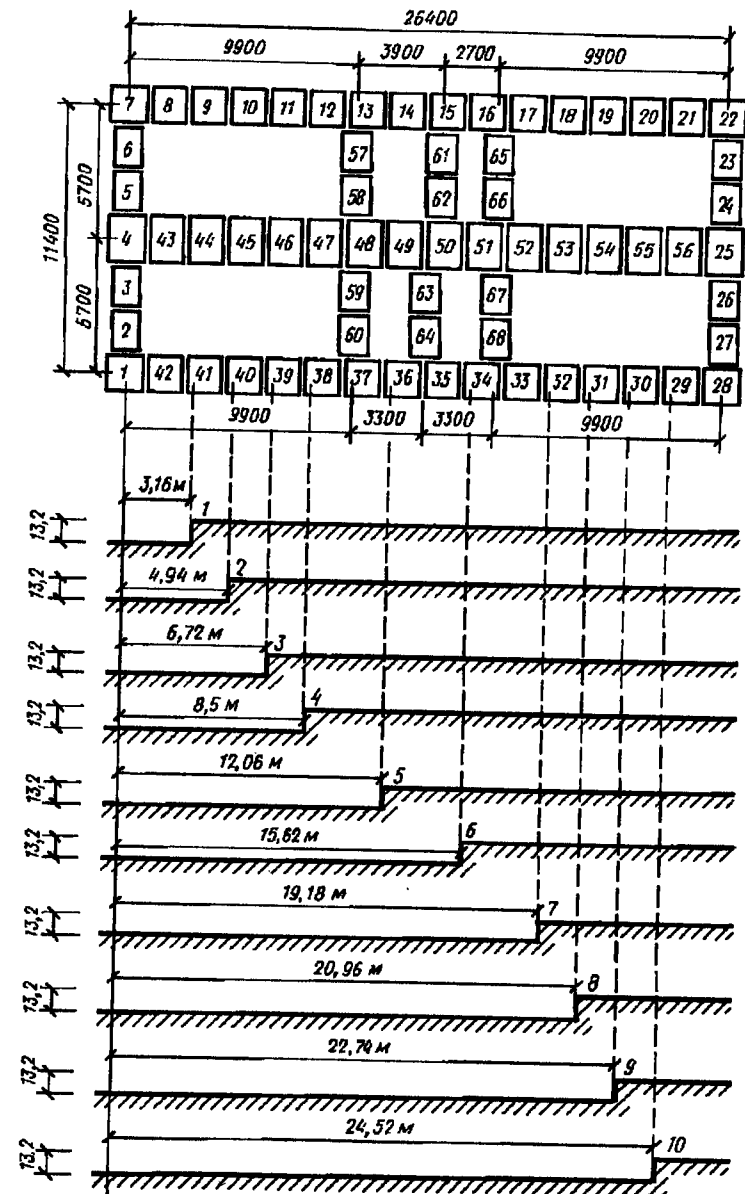


Рис. 5.22. Расположение уступов под зданием (высота уступов дана в сантиметрах)

грузкой до значения среднего давления под подошвой, близкого к предельному. По результатам этих опытов построены графики осадок плит, которые сопоставлены с расчетными данными. В качестве примера на рис. 5.23 приведена опытная кривая осадок плиты размером 1,4×1,6 м (сплошная линия) и расчетная кривая по формуле (3.6) (штриховая линия). Исходные данные для расчета по формуле (3.6): $\varphi = 23^\circ$; $c = 0,043$ МПа; $\gamma = 18,7$ кН/м³; $\bar{p} = 0,54$ МПа, $\bar{s} = 5,5$ см, $p_u = 1,09$ МПа. Подставляя значения $\bar{p}$, $\bar{s}$ и p_u в формулу (3.6), получаем:

$$s = 5,6p/(10,9 - p).$$

Кривые, приведенные на рис. 5.23, показывают хорошую сходимость опытных и расчетных данных до давления 0,7 МПа. Расхождение в нижней части кривых 1 и 2 объясняется тем, что при давлениях свыше 0,7 МПа нагружение осуществлялось при уменьшенных уровнях стабилизации осадок. Это было связано с необходимостью сократить продолжительность опытов в монтируемом здании. Теоретическая кривая в данном случае достовернее отражает деформационные свойства основания при $p > 0,7$ МПа, чем опытная.

Опытные графики осадок фундаментных плит играли роль тарировочных графиков, позволяющих определить значения средних давлений под подошвами отдельных плит по измеренным их осадкам в процессе создания уступов. Эти давления проверяли дополнительно

на отдельных плитах по манометру на масляной станции, показывающему усилия, развиваемые домкратами в момент разгрузки опорных блоков. Такой подход позволил получить эпюры реактивных давлений грунта с высокой степенью достоверности.

Осадки фундаментных плит и расположенного выше монолитного железобетонного пояса измеряли с помощью геометрического нивелирования II класса. Для этого на каждой плите были установлены 2 — 4 геодезические марки; соответствующие марки были установлены также на поясе.

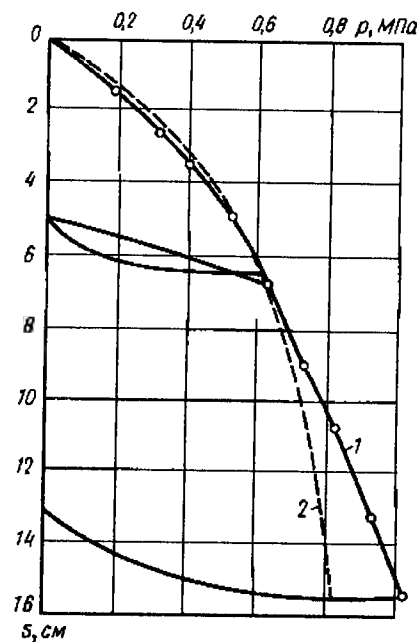


Рис. 5.23. Осадки фундаментной плиты:

1 — по данным опытного вдавливания; 2 — по гипотетической зависимости

В результате проведенных натурных испытаний здания получен обширный экспериментальный материал по осадкам фундаментных плит при нагружениях и разгрузках, средним давлениям под каждой плитой, прогибам фундаментного пояса, цоколя и всех этажей, а также данные по деформациям конструкций.

Сопоставим экспериментальные данные по осадкам здания и реактивным давлениям грунта под фундаментами с данными, получаемыми расчетом для условий эксперимента по методике решения нелинейно-неупругой контактной задачи, изложенной в гл. 3.

При расчете бескаркасных зданий на воздействия неравномерных деформаций основания применяются различные расчетные схемы здания. Наиболее простой и широко применяемой расчетной схемой является балка, лежащая на деформируемом основании. Балка имеет жесткостные характеристики, соответствующие приведенной изгибной EI и сдвиговой жесткости отдельной стены или здания в целом. Такая расчетная схема служит для определения реактивных давлений грунта под фундаментами, являющихся нагрузкой на здание со стороны деформируемого основания. Имея значения реактивных давлений, можно определить усилия в элементах конструкций здания по более строгим, но и значительно более сложным расчетным схемам, например с помощью конечно-элементной аппроксимации.

В крупнопанельных зданиях продольные несущие стены обычно рассматриваются как независимо деформирующиеся балочные системы, лежащие на деформируемом основании. В этом случае продольная стена может быть представлена в виде балки, нагруженной ступенчато-переменной распределенной нагрузкой с учетом нагрузок от примыкающих участков поперечных стен и с учетом увеличения коэффициентов жесткости основания в местах примыкания поперечных стен к продольной.

Рассмотрим взаимодействие наружной продольной стены с основанием (рис. 5.24). Стена для расчета приводится к одномерной системе — балке, нагруженной ступенчато-переменной распределенной нагрузкой. При отношении длины стены к высоте $26,4/27,2 = 0,97$ балка может рассматриваться как абсолютно жесткая. Балка разделена на 53 участка равной длины (по 0,5 м); в точках деления 1, 2, ..., 54 при расчете определяются искомые вертикальные перемещения и реактивные давления основания.

Первой нагрузкой на балку является собственный вес конструкций здания: $q = 350$ кН/м, $q' = 700$ кН/м. При этой нагрузке средняя осадка здания, в том числе и продольных стен, составила 0,024 м. Скачки в эпюре коэффициентов жесткости основания, построенной по зависимости $K = q/s$, обусловлены учетом влияния фундаментов примыкающих участков поперечных стен и отражают увеличение жесткости основания под балкой в этих местах. Второй, третьей и последующей нагрузками на балку являются ступенчатые оседа-

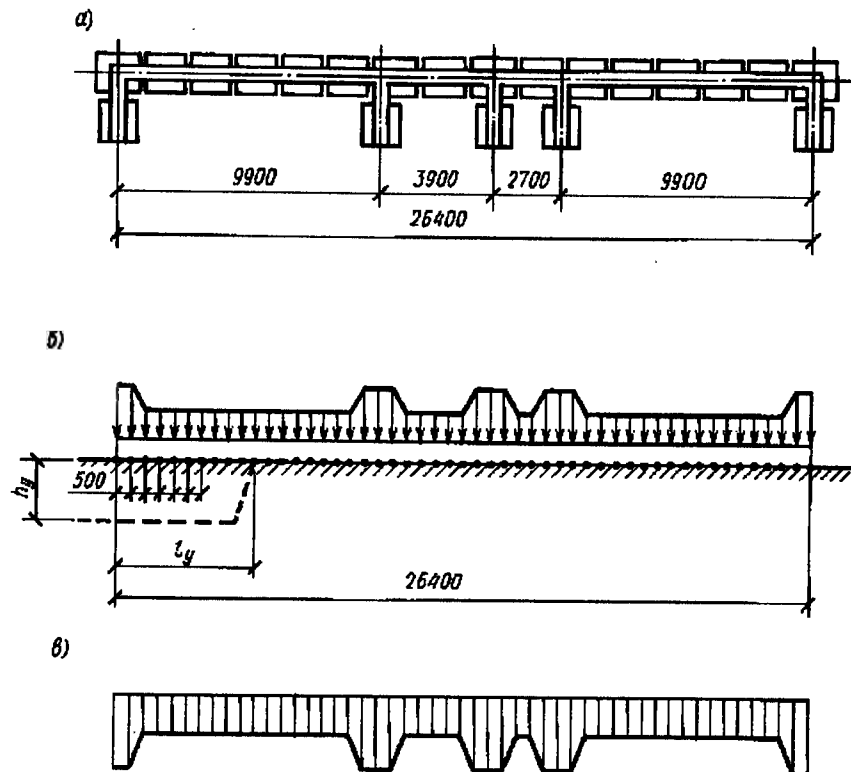


Рис. 5.24. Расчетная схема продольной стены

а — план стены с примыкающими участками поперечных стен; б — схема нагрузки; в — эпюра погонных коэффициентов жесткости основания

ния основания с учетом собственного веса конструкций здания (метод суммарных нагрузок).

Исходные данные для расчетов, характеризующие нелинейно-неупругую деформируемость поверхности основания, имеют следующие численные значения.

Для участков основания с начальным коэффициентом жесткости $K = 350/0,024 = 14\,580 \text{ кН/м}^2$; $\bar{p} = 350 \text{ кН/м}$; $\bar{s} = 0,024 \text{ м}$; $p_u = 1100 \cdot 1,4 = 1540 \text{ кН/м}^2$ (где 1100 кН/м^2 — предельное давление под фундаментными плитами $1,4 \text{ м}$ — ширина фундамента); $K_r = 350/0,008 = 43\,750 \text{ кН/м}^2$ (где $0,008 \text{ м}$ — упругая часть осадки).

Для участков с $K' = 700/0,024 = 29160 \text{ кН/м}^2$; $\bar{p}' = 700 \text{ кН/м}$; $s = 0,024 \text{ м}$; $p'_u = 3080 \text{ кН/м}^2$; $\bar{K}'_r = 700/0,008 = 87\,500 \text{ кН/м}^2$.

При указанных исходных данных выполнены расчеты балки на воздействия уступов методом суммарных нагрузок.

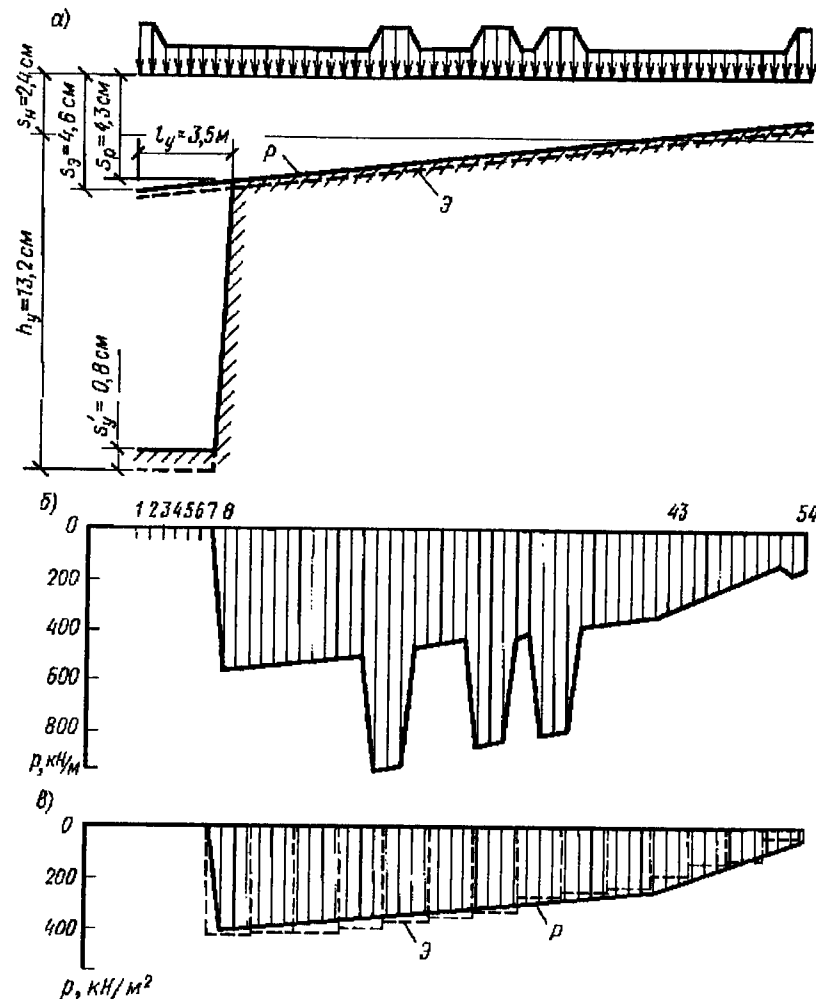


Рис. 5.25. Взаимодействие продольной наружной стены со ступенчато оседающим основанием:

а — расчетная (Р) и экспериментальная (Э) эпюры осадок стены; б — расчетная эпюра реактивных давлений основания; в — расчетная (Р) и экспериментальная (Э) эпюры реактивных давлений основания под подошвой фундамента

Результаты расчета на воздействие уступа 1 (см. рис. 5.22), являющегося вторым нагружением на балку, представлены на рис. 5.25. В принятой расчетной схеме в точках 1 — 7 высота уступа h_y равна $0,132 \text{ м}$, в остальных точках $h_y = 0$.

Из эпюры совместных деформаций основания и балки (см. рис. 5.25, а) видно, что линия расчетных осадок балки (буква р) прак-

тически совпадает с эпюрой осадок здания, полученной в эксперименте (буква Э). Расчетная осадка точки 8 (начало уступа) составила 0,043 м, экспериментальная — 0,046 м; расхождение между ними 6,5 %. На участке от точки 1 до точки 7 происходит отрыв основания от балки с подъемом поверхности грунта на 0,008 м, вследствие его полной разгрузки от ранее действовавшего давления. Наклонная линия расчетных осадок балки пересекает горизонтальную линию начальных осадок балки ($\bar{s} = 0,024$ м) в точке 43, которая, таким образом, является границей между участками догружения и разгрузки основания. При этом на правом конце балки отсутствует нарушение контакта основания с балкой.

Расчетная эпюра погонных реактивных давлений основания (см. рис. 5.25, б). полностью соответствует совместным деформациям основания и балки. Пики давлений на эпюре отражают влияние примыкающих поперечных стен. Для удобства и наглядности сопоставлений расчетных и экспериментальных эпюр реактивных давлений из суммарной расчетной эпюры выделена эпюра, относящаяся только к фундаментным плитам, расположенным по оси наружной продольной стены. Эта эпюра приведена на рис. 5.25, в; ее ординаты получены путем деления ординат давлений на ширину фундаментной ленты, равную 1,4 м. Там же пунктиром нанесена экспериментальная эпюра давлений под отдельными фундаментными плитами. Сравнение расчетной и экспериментальной эпюр показывает их хорошую в целом сходимость. Имеющееся расхождение на правом конце балки объясняется использованием в расчетах упрощенной линейной зависимости осадок от давлений при разгрузке, в то время как в действительности эта зависимость нелинейна.

Следующим, третьим, нагружением на балку является воздействие уступа 2 (см. рис. 5.22), длина которого в расчетной схеме равна 5,25 м (рис. 5.26). Оседание основания высотой $h_y = 0,132$ м задано на участке точек 7 — 11, т. е. здесь в качестве исходного деформируемого состояния балки принято ее состояние при втором нагружении. Результаты расчета отражены на рис. 5.26.

Из сравнения расчетной и экспериментальной эпюр осадок видно, что на участке консольного свеса (точки 1 — 11) между ними возникли некоторые расхождения. В то же время на участке догружения основания наблюдается хорошая сходимость расчетных и экспериментальных данных. Отмеченное расхождение осадок объясняется местным изгибом фундаментного пояса, на котором были установлены геодезические марки. На правом конце балки расчетом выявлено небольшое нарушение ее контакта с основанием, а в эксперименте это нарушение не зафиксировано. Это также могло быть связано с местным изгибом фундаментного пояса, который не имел у правой торцевой стены вертикальных связей с верхним строением.

На участке заданного уступа (точки 7 — 11) получен отрыв ос-

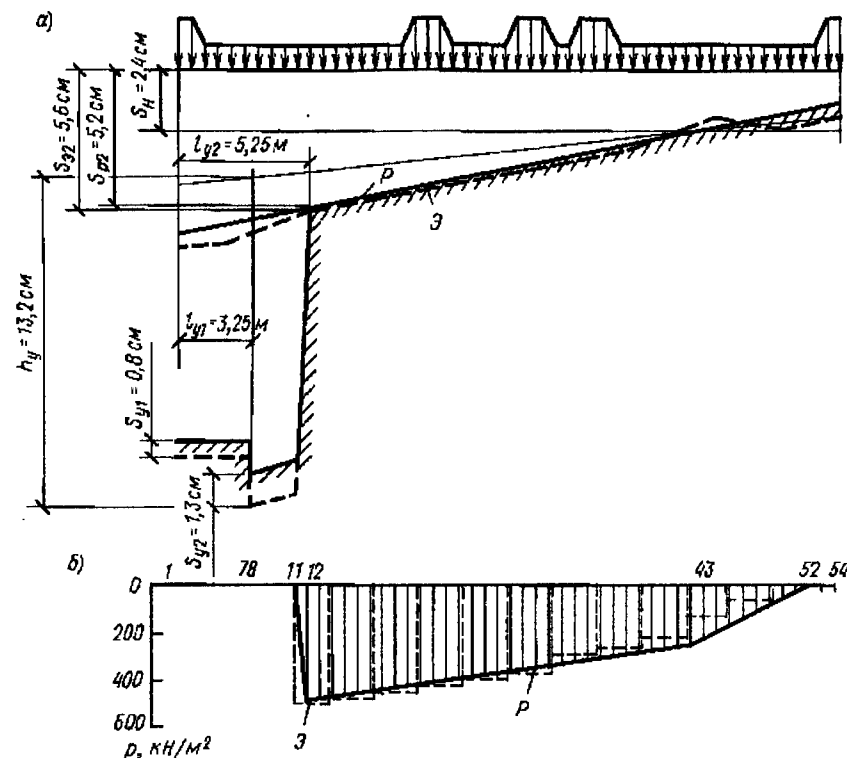


Рис. 5.26. Взаимодействие балки продольной несущей стены со ступенчато оседающим основанием при $l_y = 5,25$ м:

а — расчетная (Р) и экспериментальная (Э) эпюры осадок стены; б — расчетная и экспериментальная эпюры реактивных давлений основания под подошвой фундамента

нования от балки с подъемом поверхности грунта на 0,013 м. При уступе 1, когда исходная осадка балки составляла 0,024 м, полная разгрузка поверхности грунта в соответствии с принятыми зависимостями $s = f(p)$ вызвала его подъем на 0,008. При уступе 2 нагрузка на основание в зоне задаваемого уступа была большей, и исходная осадка в точке 8 составила 0,043 м. Полная разгрузка основания при осадке 0,043 м вызывает его подъем на 0,013 м, что и нашло отражение в выполненном нелинейном расчете.

Поверхность разгруженного участка основания (точки 1 — 11) приобрела ступенчатое очертание, согласующееся с результатами эксперимента. Расчетные и экспериментальные эпюры реактивных давлений под фундаментными плитами, расположенными под наружной продольной стеной, также хорошо согласуются между собой (см. рис. 5.26, б).

Подобная сходимость опытных и теоретических результатов получена и при остальных уступах.

Описанные здесь, а также другие экспериментальные исследования взаимодействия зданий с основанием показывают, что результаты решения нелинейно-неупругой контактной задачи близки к данным, получаемым при натурных экспериментах. Общий вывод можно сформулировать следующим образом. Расчетная схема дискретно деформируемого основания, характеризующегося переменным коэффициентом жесткости, и предложенное решение нелинейно-неупругой контактной задачи достоверно и с достаточной для практики точностью отражают взаимодействие конструкций с основанием при простом и сложном нагружениях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. — М.: Стройиздат, 1983. — 247 с.
2. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. — М.: Гостехиздат, 1952. — 324 с.
3. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. — М.: Высшая школа, 1978. — 447 с.
4. Гибшман Е. Е., Гибшман М. Е. Теория и расчет предварительно-напряженных железобетонных мостов. — М.: Автотрансиздат. — 1963. — 397 с.
5. Дыховичный А. А. Статически неопределимые железобетонные конструкции. — Киев: Будівельник, 1978. — 108 с.
6. Лишак В. И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ. — М.: Стройиздат, 1977. — 176 с.
7. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований. — М.: Стройиздат, 1980. — 136 с.
8. Манискевич Е. С., Бачинский В. Я. Эффективность учета физической и геометрической нелинейности в расчетах железобетонных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. — 1986. — № 5. — С. 38 — 40.
9. Методические рекомендации по определению коэффициентов жесткости оснований зданий и сооружений / НИИСК Госстроя СССР. — Киев, 1977. — 32 с.
10. Милуков Д. А., Петраков А. А. Строительство и защита жилых и гражданских зданий на подрабатываемых территориях. — Киев: Будівельник, 1981. — 104 с.
11. Муллер Р. А. Горизонтальные нагрузки на здания при многократной подработке // Охрана сооружений от вредного влияния горных работ и расчет устойчивости бортов угольных разрезов: Сб. тр. — Л., 1983. — С. 24 — 32.
12. Основания и фундаменты / Под ред. Д. А. Леонардса: Пер с англ. — М.: Стройиздат, 1968. — 503 с.

13. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях / Минуглепром СССР. — М.: Недра, 1981. — 288 с.

14. Рекомендации по расчету железобетонных рам на воздействие деформаций земной поверхности по допускаемым перемещениям конструкций / Донецкий Промстройинипроект. — Донецк, 1982. — 106 с.

15. Рекомендации по расчету пространственных систем зданий и сооружений на подрабатываемых территориях / Донецкий Промстройинипроект. — Донецк, 1984. — 87 с.

16. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. — Ч. II. Промышленные и гражданские здания. — М.: Стройиздат, 1986. — 304 с.

17. Рыжов А. М. Определение прочности и деформативности грунтов в строительстве. — Киев: Будівельник, 1976. — 136 с.

18. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений.

19. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.

20. СНиП 2.01.09-91. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях.

21. СНиП 2.02.04-88. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.

22. Соломин В. И., Широков С. Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 208 с.

23. Сорочан Е. А. Строительство сооружений на набухающих грунтах. — М.: Стройиздат, 1974. — 224 с.

24. Толмачев В. В., Троицкий Г. М., Хоменко В. П. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. — М.: Стройиздат, 1986. — 176 с.

25. Флорин В. А. Основы механики грунтов. Том. 1. — Л.-М.: Госстройиздат, 1959. — 357 с.

26. Ханджи В. В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. — М.: Стройиздат, 1977. — 187 с.

27. Юшин А. И., Пшибель В. Б. Некоторые результаты подработки экспериментального дома, запроектированного по принципу жесткости // Вопросы проектирования и защиты зданий и сооружений на основаниях, деформируемых горными выработками: Сб. тр. — М., 1962. — С. 91 — 129.

28. Australian Standard (1986). Residential slabs and footings. — A.S 2870. — 1986.

29. Wasilkowski F. Wpływ rozpełzania podłoża na fundamenty budowli posadowionych na terenach górniczych // Inżynieria i Budownictwo. — 1966. — № 7. — S. 66 — 70.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	5
Введение	7
Глава 1. Инженерно-геологические условия строительства	9
1. Неоднородные грунты	9
2. Вечномерзлые грунты	13
3. Просадочные лессовые грунты	18
4. Набухающие грунты	23
5. Подрабатываемые территории	27
6. Другие виды сложных грунтовых условий	32
7. Деформационные свойства грунтов	38
Глава 2. Допускаемые деформации сооружений от воздействий неравномерных осадок основания	43
1. Взаимодействие сооружений с основанием	43
2. Установление допускаемых деформаций сооружений	45
3. Допускаемые деформации сооружений в обычных грунтовых условиях	47
4. Допускаемые и предельные деформации сооружений на подрабатываемых территориях	48
5. Допускаемые повреждения конструкций	56
6. Расчетно-теоретический путь установления регламентируемых деформаций сооружений	59
7. Определение допускаемых и предельных деформаций основания	61
Глава 3. Теория расчета конструкций на нелинейно деформируемом основании	65
1. Расчетная модель основания для решения контактных задач	65
2. Нелинейный закон деформирования поверхности основания	68
3. Метод суммарных нагружений	73
4. Расчеты на первое и второе нагружения	78

5. Расчеты на третье и последующие нагружения	86
6. Метод раздельных нагружений	93
7. Определение касательных контактных напряжений	101
Глава 4. Расчет сооружений с учетом ползучести конструкций и грунта	107
1. Общие сведения	107
2. Коэффициенты жесткости длительно деформируемого основания	110
3. Расчет стержневых систем шаговым методом по времени	116
4. Учет нелинейных и переменных факторов	123
5. Вычислительный алгоритм	130
6. Влияние исходных данных на усилия в стержневой системе	133
7. Упрощенный способ расчета на ползучесть	138
Глава 5. Решение отдельных задач взаимодействия конструкций с основанием	142
1. Учет нелинейно-неупругого деформирования конструкций при переменных нагружениях	142
2. Расчет абсолютно жестких балок и плит	152
3. Расчет балки конечной жесткости на искривленном основании	159
4. Определение расчетных положений карстовых воронок под бескаркасными зданиями	162
5. Определение предельных обобщенных усилий в бескаркасных зданиях	168
6. Учет дилатансии грунтов при воздействии горизонтальных деформаций грунтового массива	175
7. Экспериментальная проверка теории нелинейно-неупругого взаимодействия основания с фундаментом	185
Список литературы	197

Отзывы и пожелания просим направлять по адресу:
 252680, Киев-37, ул. Ивана Клименко, 5/2,
 Научно-исследовательский институт
 строительных конструкций (НИИСК), отдел информации
 телефон: 8 (044) 276-10-26;
 факс: 8 (044) 276-62-69.

Научное издание

Клепиков Сергей Николаевич

**РАСЧЕТ
СООРУЖЕНИЙ
НА ДЕФОРМИРУЕМОМ
ОСНОВАНИИ**

Подписано в печать 12.07.96. Формат 60х90 1/16.
Бумага офсетная № . Печать офсетная. Усл. печ. л. 12,75.
Уч.-изд. л. 13,1. Тираж 1000 экз.
Изд. № АУИИ-2966. Зак. № 6-510.

Компьютерный набор и верстка — ООО "Логос"
Украина, Киев, ул. Б. Хмельницкого, 19.

ОАО Киевская типография научной книги
Украина, Киев, Б. Хмельницкого, 19.